

# NACHTRÄGLICHE ERHÖHUNG DER BIEGETRAGFÄHIGKEIT VON MAUERWERKSWÄNDEN DURCH ANGEDÜBELTE STAHLASCHEN UNTER BERÜCKSICHTIGUNG EINER DYNAMISCHEN BELASTUNG

## Abschlußbericht

vorgelegt von

Univ. Prof. em. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Karl Kordina

**Dipl.-Ing. Erhard Gunkler**

Juli 1992

Das Forschungsvorhaben wurde gefördert vom Bundesminister für  
Raumordnung, Bauwesen und Städtebau,  
Aktenzeichen B II 5 - 81 07 91 - 13

## INHALTSVERZEICHNIS

	Blatt
<u>1.0 Einleitung und Aufgabenstellung</u>	1
<u>2.0 Versuchsprogramm und Beschreibung der Prüfeinrichtung</u>	3
2.1 Untersuchungen an raumhohen Wänden	3
2.2 Ergänzende Untersuchungen zur Bestimmung von Materialkennwerten der verwendeten Baustoffe	6
<u>3.0 Versuchsdurchführung und Prüfergebnisse</u>	7
3.1 Untersuchungen an raumhohen Wandstreifen	7
3.2 Ergebnisse von Materialuntersuchungen	11
3.2.1 Mauerwerk, Mauersteine und Mauermörtel	11
3.2.2 Injektionsanker	13
3.2.3 Stahllaschen	14
<u>4.0 Rechnerische Überprüfung der Versuchsergebnisse statisch     geprüfter Wände</u>	15
4.1 Statisches System	15
4.2 Schnittgrößenermittlung und Verformungsberechnungen	15
4.3 Dübeltragfähigkeit	22
<u>5.0 Dynamische Biegetragfähigkeit laschenverstärkter     Mauerwerkswände</u>	24
<u>6.0 Zusammenfassung</u>	33
<u>Literaturverzeichnis</u>	35
<u>Anhang</u>	
Bilder ab Bild 18	

## 1.0 Einführung und Aufgabenstellung

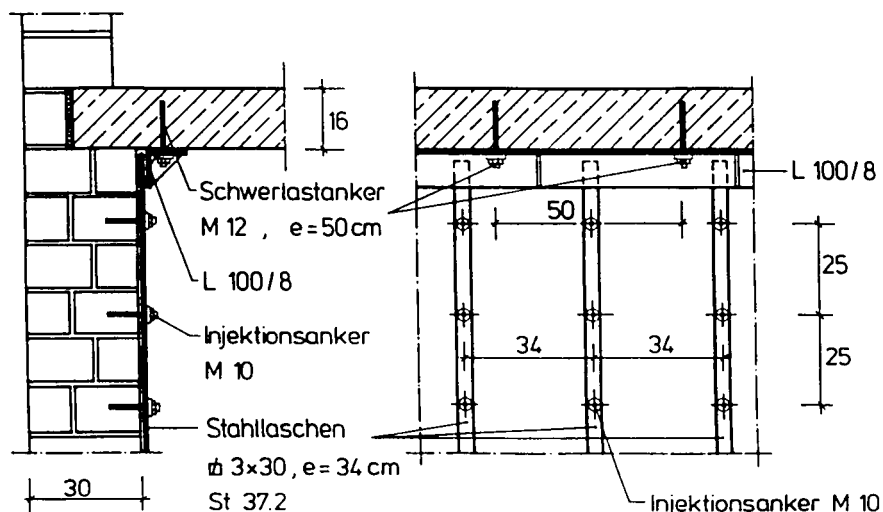
Ausgehend von der Annahme einer freilaufenden Explosionswelle mit 0,15 bar Spitzenüberdruck und vollständiger Überlagerung der reflektierten Welle wird in /3/ eine Belastbarkeit der Wände von Hausschutzräumen des Grundschatzes gegen einen Horizontaldruck von 0,36 bar gefordert. Hierin ist ein Sicherheitszuschlag von 20 % enthalten.

In den Jahren 1983 bis 1988 wurden Untersuchungen im Hinblick auf die Verwendbarkeit vorhandener Mauerwerkswände als Umfassungsbauteile von Schutzräumen durchgeführt /1;2/. Hierbei wurde festgestellt, daß 24 cm dicke Mauerwerkswände in Kellern üblicher Höhen mit vertikalen Auflasten von ca. 200 kN/m im Bruchzustand einer horizontalen Druckbeanspruchung von 0,2 bar widerstehen.

Die Forderung, mit Mauerwerkswänden auch bei geringeren Auflasten einen Horizontaldruck von mindestens 0,36 bar aufnehmen zu können /3/, setzt eine Steigerung der Biegetragfähigkeit voraus. Mit dieser Zielsetzung wurden 1989 bis 1991 Untersuchungen zur nachträglichen Erhöhung der Biegetragfähigkeit von Mauerwerkswänden durch unbewehrte oder stahlfaser- bzw. betonstahlbewehrte flächige Ergänzungsschichten aus PCC-Spritzmörtel durchgeführt. Dynamische Lasteinflüsse wurden bei flächenhaft verstärkten Mauerwerkswänden bisher nicht untersucht.

Die Durchführung der genannten Verstärkungsmaßnahmen ist weitestgehend nur mit geschulten Bauhandwerkern möglich, was bei der Anbringung gedübelter Stahllaschen auf die Oberfläche von Mauerwerkswänden nicht erforderlich ist. Diese Verstärkungsmaßnahme kann ggf. von Laien in Eigenleistung durchgeführt werden, wodurch die Akzeptanz für die nachträgliche Schaffung von Schutzräumen erhöht werden könnte. Bild 01 zeigt die Konstruktionsskizze einer laschenverstärkten Mauerwerkswand.

Injektionsanker sind für die Befestigung der Stahllaschen besonders geeignet, da diese keinen Spreizdruck auf die Wandung der Bohrlöcher der Dübel in den Mauersteinen ausüben.



**Bild 01:** Laschenverstärkte Mauerwerkswand

Der vorliegende Abschlußbericht beschreibt durchgeführte Untersuchungen zur Biegetragfähigkeit durch angedübelte Stahllaschen verstärkter Mauerwerkswände, die durch eine dynamische, senkrecht zur Wandoberfläche gerichtete Horizontallast beansprucht werden. Die Untersuchungen sollen zeigen, inwieweit eine nachträglich leicht durchführbare Wandertüchtigung mit angedübelten Stahllaschen zu einer Erhöhung der Biegetragfähigkeit von Mauerwerkswänden führt. Sie sollen darüber Auskunft geben, ob und welche Probleme bei der Verankerung und Befestigung der Laschen mit Dübeln im Mauerwerk auftreten. Durch Vergleich der Versuchsergebnisse von statisch und von dynamisch geprüften Wänden soll das Verhältnis von dynamischer zu statischer Tragfähigkeit bestimmt werden.

Die dynamischen Prüfungen wurden im Institut für Baustofftechnologie und Massivbau der Universität Karlsruhe durchgeführt. Für die Unterstützung bei der Durchführung des Forschungsvorhabens wird Herrn Prof. Dr.-Ing. Eibl an dieser Stelle recht herzlich gedankt.

## 2.0 Versuchsprogramm und Beschreibung der Prüfeinrichtung

### 2.1 Untersuchungen an raumhohen Wänden

Im folgenden wird unterschieden zwischen dynamisch und statisch geprüften Wänden, die entsprechend ihrer Beanspruchung durch den Buchstaben S (für statisch) bzw. D (für dynamisch) gekennzeichnet sind. Die Ergebnisse der statischen Versuche bildeten die Grundlage für die dynamischen Prüfungen. Die Bruchlasten und die Last-Durchbiegungs-Linien statisch geprüfter Wände dienten der rechnerischen Abschätzung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens der dynamisch beanspruchten Wände.

Es wurden vier Wände aus Kalksandstein-Mauerwerk auf ihre einachsige Biegetragfähigkeit geprüft. Bei zwei Versuchswänden wurde die senkrecht zur Wandebene gerichtete Beanspruchung statisch aufgebracht (Wände S1 und S2). Zwei weitere wurden dynamisch geprüft und dabei mit einer Stoßlast beaufschlagt (Prüfkörper D1 und D2). Zur Simulation einer Wandauflast waren die Prüfkörper 28 Tage nach ihrer Aufmauerung durch zwei seitlich angeordnete Spannglieder (System: DYWIDAG, St. 850/1050,  $\varnothing$  26,5) mit einer Vorspannkraft von ca. 135 kN vorgespannt worden. Hierdurch wurde der Wandquerschnitt durch eine Normalspannung in Höhe von  $1 \text{ MN/m}^2$  beansprucht. Die 24 cm dicken, 54,4 cm breiten und 2,50 m hohen Wandstreifen wurden liegend wie Balken geprüft. Auf ihrer Biegezugseite waren zuvor zwei Stahllaschen aus Baustahl St. 37.2 mit einem Bruttoquerschnitt von ca.  $4 \times 40 \text{ mm}^2$  durch Andübeln befestigt worden. Als Verbundmittel wurden pro Lasche 2 x 4 Injektionsanker M 10, System Hilti HIT C 100 (Dübelabstand: 25 cm) verwendet. Bild 18\*) zeigt den Aufbau der laschenverstärkten Mauerwerkswände ohne die seitlich angeordneten Spannglieder. Bei den Versuchswänden S2 und D2 wurden die Laschen durch Anschweißen an den Prüfraumen zugfest endverankert (Bild 19).

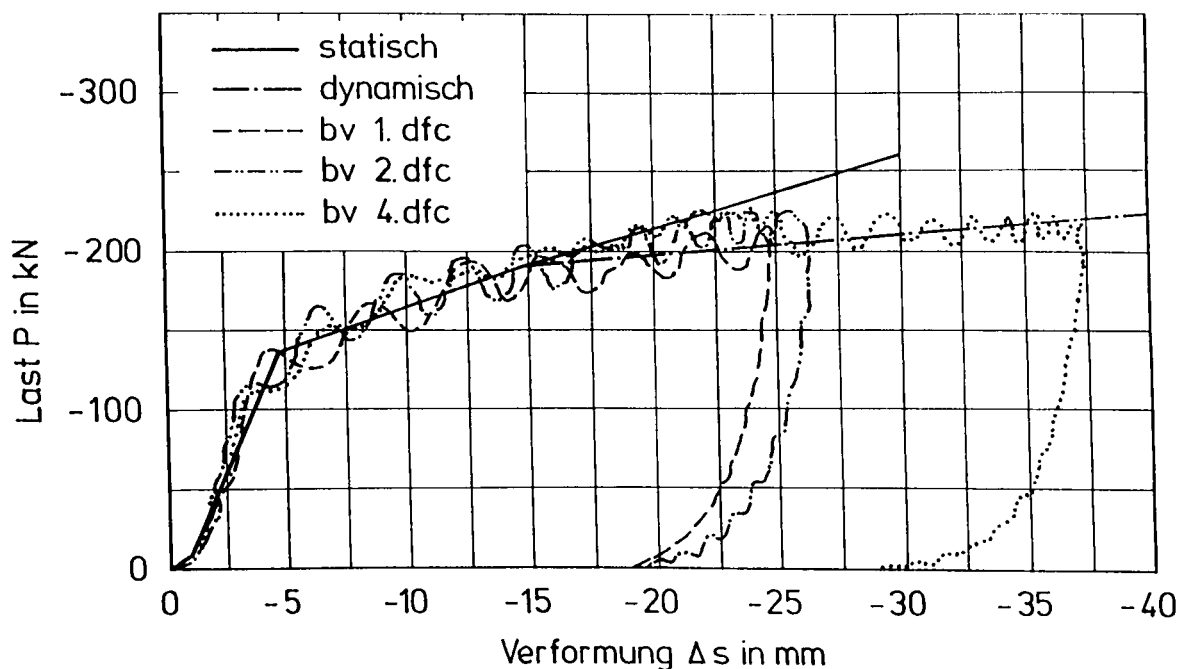
Die Versuchswände S1 und S2 wurden in der Scheiteldruckpresse des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig geprüft. Die senkrecht zur Wandebene wirkende Belastung wurde in Form von zwei Einzellaasten in den 1/3-Punkten aufgebracht und bis zum Bruch der Wände in Laststufen gesteigert. Die äußere Vorspannkraft der Wände wurde während des Versuchs nicht verändert.

---

\*)Die Bilder 18 bis 57 befinden sich im Anhang des Forschungsberichtes.

Das statische System der statisch und der dynamisch geprüften Wände war bis auf die unterschiedliche Art der Lastaufbringung identisch. Im folgenden wird daher auf die Beschreibung der Braunschweiger Versuchsanlage verzichtet und der für dynamischen Untersuchungen konzipierte Versuchsstand der TU Karlsruhe erläutert.

Bild 20 zeigt den Prüfstand für die dynamischen Versuche. Da die senkrecht zur Wandebene gerichtete dynamische Belastung durch eine Stoßkraft über eine Fallgewicht-Anlage aufgebracht wurde, war die liegende Prüfung der Wände zwingend erforderlich. Über eine Traverse wurde die auf die Feldmitte ausgerichtete Stoßkraft  $P(t)$  in zwei Einzellasten aufgeteilt. Es wurde angestrebt die Stoßkraft möglichst schnell bis zu ihrem Maximalwert ansteigen zu lassen, die Höchstlast über ein längeres Zeitintervall konstant zu halten und anschließend einen raschen Lastabfall zu ermöglichen. Zu diesem Zwecke wurden nach Durchführung entsprechender Vorversuche fünf Bau-Stabsperrholzplatten nach DIN 68 705 Teil 4  $b/l/d = 20/20/2$  cm im Aufschlagspunkt des Fallgewichtes auf der Lasttraverse angeordnet. Hierdurch wurde erreicht, daß sich während der Deformation der Bau-Stabsperrholzplatten durch das auftreffende Fallgewicht der in Bild 03 dargestellte Last-Zeit-Verlauf einstellt, wonach die Stoßkraft nach Erreichen ihres Höchstwertes während der plastischen Verformung der Tischlerplatten nahezu konstant bleibt. Bild 02 zeigt die in Vorversuchen gemessene Kontaktkraft-Weg-Beziehung der Zwischenlage aus Tischlerplatten.



**Bild 02:** Kontaktkraft-Weg-Beziehung der Zwischenlage aus Bau-Stabsperrholzplatten

Durch die Einwirkung der Stoßkraft erfährt die Mauerwerkswand eine Beschleunigung, die nach einer bestimmten Lasteinwirkungszeit zum "Ausweichen" des Versuchskörpers führt. Hierbei nimmt die Stoßkraft wieder ab. Es entsteht der in Bild 03 dargestellte Last-Zeit-Verlauf der Stoßkraft.

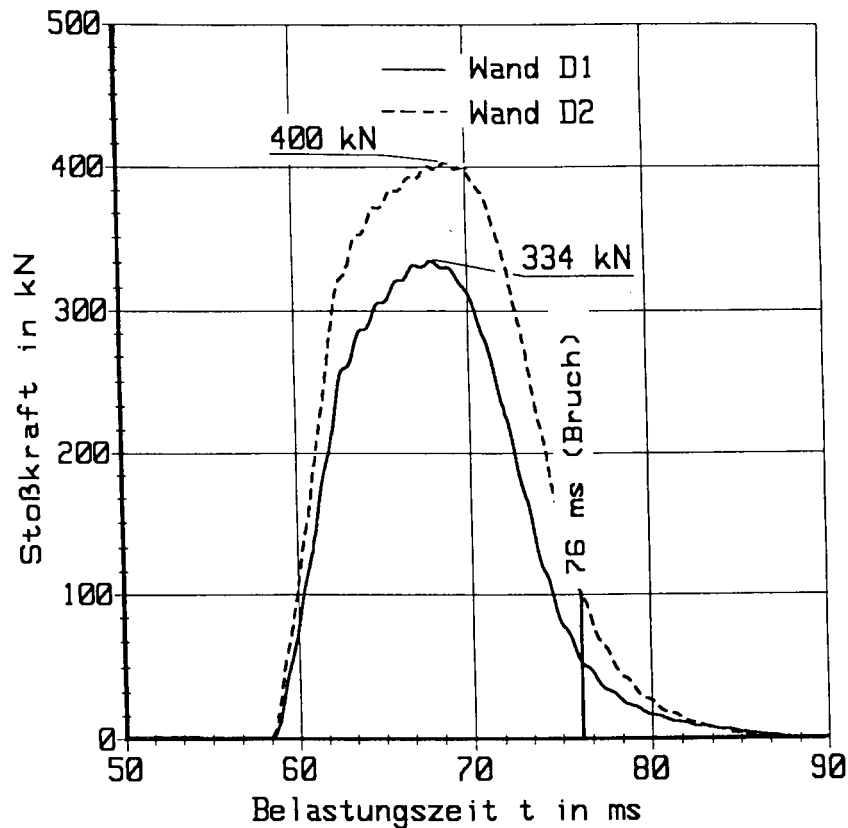


Bild 03: Last-Zeit-Beziehung der dynamisch geprüften Mauerwerkswände

Für die Stoßbelastung wurde eine Fallmasse von 1080 kg verwendet, deren Form und Abmessungen in Bild 21 dargestellt sind. Die Stoßkraft wurde mittels einer zwischen Masse und Stoßkopf eingebauten Kraftmeßdose gemessen und die Beschleunigung des Fallgewichts über Beschleunigungsaufnehmer registriert. Das Fallgewicht wurde in einem Rohr mit einem Durchmesser von ca. 500 mm geführt. Die Fallhöhe betrug ca. 1,65 m.

Zur Vermeidung negativer Auflagerkräfte aufgrund von Massenträgheitseffekten wurden die Wände in ihren Auflagerpunkten gegen den Hallenboden abgespannt. Als Lager für die Prüfkörper dienten einseitig bewegliche Kalottenlager mit PTFE-Gleitschicht. Die Auflagerkräfte wurden über Kraftmeßdosen gemessen, die zwischen dem Versuchskörper und den Kalottenlagern eingesetzt worden waren.

## 2.2 Ergänzende Untersuchungen zur Bestimmung von Materialkennwerten der verwendeten Baustoffe

Die Prüfung von Mauersteinen, Mauermörtel und des Mauerwerks erfolgte jeweils an Rückstellproben, die getrennt von den Baustoffen zur Herstellung der dynamisch bzw. statisch zu prüfenden Mauerwerkswänden entnommen worden waren.

Als Mauersteine kamen Kalksandsteine KS 28-1,8-3DF (DIN 106) zum Einsatz, die zuvor einer stichprobenartigen Güteprüfung unterzogen worden waren.

Die Bestandteile des Mauermörtels waren Mauersand der Körnung 0/2 mm, Kalkhydrat und Zement PZ 350 F. Das Mischungsverhältnis von Sand : Kalkhydrat : Zement des Mauermörtels betrug 6 : 1 : 1. Alle Mauermörtel wurden in kellengerechter Konsistenz verarbeitet. Aus den Frischmörteln wurden Mörtelproben für jeweils drei Prismensätze entnommen und die Mörteldruck- und Biegezugfestigkeit jeweils nach 28 Tagen und zum Zeitpunkt der Prüfung der Mauerwerkswände ermittelt.

Die Prüfung von Normprüfkörpern aus Mauerwerk nach DIN 18 554 Teil 1 wurde unter zentrischer Belastung durchgeführt. Es wurden zwei Serien von jeweils drei Normprüfkörpern zum gleichen Zeitpunkt unter Verwendung des gleichen Mörtels und Steinmaterials sowie unter Berücksichtigung gleicher Erhärtingsbedingungen aufgemauert wie die dynamisch bzw. statisch zu prüfenden Wände. Zusätzlich zur Druckfestigkeit war jeweils an einem Normprüfkörper beider Serien der Elastizitätsmodul und das Spannungs-Dehnungsverhalten des Mauerwerks zu bestimmen. Die Mauerwerksprüfungen wurden 28 Tage nach Herstellung der Normprüfkörper durchgeführt.

An ca. 50 cm langen Reststücken der zur Bewehrung der Wände verwendeten Stahllaschen wurden Werkstoffprüfungen in Anlehnung an DIN 50 145 bzw. DIN 50 125 durchgeführt und hierbei der Tragquerschnitt, die Streckgrenze, die Zugfestigkeit, der E-Modul und die Bruchdehnung der Stahlproben festgestellt.

Die verwendeten Ankerstangen M 10 des Injektionsankersystems HIT C 100 der Firma Hilti bestanden aus einem galvanisch verzinktem Schraubenstahl (min. 5 µm) der Güteklasse 5.8. Zur Bestimmung ihrer Zugfestigkeit, Streckgrenze sowie ihrer Bruchdehnung wurden Güteprüfungen an fünf Ankerstangen durchgeführt.



### 3.0 Versuchsdurchführung und Prüfergebnisse

#### 3.1 Untersuchungen an raumhohen Wänden

Die Bilder 22 bis 25 zeigen die Rißverläufe der Versuchswände. Dynamisch und statisch geprüfte Wände besitzen eine grundsätzlich unterschiedliche Rißcharakteristik. Während bei den Wänden S1 und S2 eine ausgeprägte Rißverteilung über die gesamte Länge der Prüfkörper festgestellt wurde, konzentrieren sich die Risse der Wände D1 und D2 im mittleren Drittel der Versuchskörper. Die Wände D1 und D2 versagten durch Reißen der Stahllaschen im Bereich des durch die Bohrlöcher der Dübel geschwächten Laschenquerschnittes. Dabei stellte sich ein klaffender Riß in der Biegezugzone und Steinabplatzungen in der Biegedruckzone ein. Im Gegensatz zu den dynamisch beanspruchten Wänden wurden bei den Prüfkörpern S1 und S2 auch Horizontalrisse parallel zur Wand-Mittelfläche in den Mauersteinen festgestellt, die sowohl in Feldmitte als auch in den auflagnahen Wandbereichen auftraten. Durch die zugfeste Verankerung der Laschen von S2 konnte ein Dübelversagen, wie es bei dem Versuchskörper S1 festgestellt worden war, vermieden werden. Ein Einfluß der Endverankerung auf das Tragverhalten dynamisch beanspruchter Wände wurde nicht festgestellt. Bei den Prüfkörpern S1 und S2 wurden an den Stahllaschen im Bereich des durch die Bohrlöcher der Dübel geschwächten Laschenquerschnittes erhebliche Fließverformungen beobachtet. Diese wurden aufgrund der begrenzten finanziellen Mittel des Forschungsvorhabens nicht meßtechnisch erfaßt.

Bei den statischen bzw. dynamischen Versuchen wurden folgende Meßgrößen je Laststufe bzw. Zeitschritt ermittelt:

- Pressenkraft  $P$  (kN) (Prüfkörper S1 und S2)
- Stoßkraft  $P(t)$  (kN) über Kraftmeßdose zwischen Stoßkopf und Fallgewicht (Prüfkörper D1 und D2)
- Beschleunigung des Fallgewichtes  $\ddot{x}_{FG}$  (ms) mit Beschleunigungsaufnehmer
- Zuwachs der Vorspannkraft  $\Delta V$  (kN) über Dehnungen der Spannstangen mit DMS
- Auflagerkräfte  $A$  (kN) über Kraftmeßdosen (Prüfkörper D1 und D2)

- Durchbiegung der Prüfkörper  $w_i$  (mm) mit induktiven Wegaufnehmern (S1 und S2) bzw. mit Seilzugaufnehmern (D1 und D2)
- "Dehnungen" des Mauerwerks auf der Zugseite der Wände  $\varepsilon_i$  (‰) mit induktiven Wegaufnehmern (Meßbasis: 37,5 cm)
- Dehnungen der Stahllaschen  $\varepsilon_L$  (‰) jeweils zwischen den Injektionsankern mit DMS
- Stauchungen des Mauerwerks  $\varepsilon_{mw}$  (‰) mit induktiven Weggebern (Meßbasis: 37,5 cm)

Die Anordnung der Meßgeräte ist den Meßstellen-Belegungsplänen der Bilder 26 und 27 zu entnehmen.

Mit Hilfe der erhaltenen Meßwerte wurden mehrere Last-Verformungslinien der geprüften Wände erstellt. Typische Verformungsdiagramme sind im Anhang zum Versuchsbericht enthalten.

Bild 28 zeigt die Beziehung zwischen der äußeren Belastung  $P$  und der Laschendehnung  $\varepsilon_L$  in der Mitte der Versuchswände S1 und S2. Die zur Streckgrenze  $R_{eH}$  gehörige Fließdehnung  $\varepsilon_F$  von 1,7 ‰ wurde im Bereich des ungeschwächten Laschenquerschnittes nur von den Laschen des Versuchskörpers S2 erreicht. Die Versuchswand S1 versagte vorzeitig durch Dübelbruch. Im Bereich der durch die Bohrlöcher geschwächten Laschenquerschnitte wurden an beiden Prüfkörpern äußere Merkmale hoher Fließdehnungen festgestellt. Es ist zu vermuten, daß bei Vermeidung vorzeitigen Dübelversagens, z.B. durch Verwendung größerer Dübel, bei beiden Versuchskörpern ein gleich großes Biegemoment erreicht worden wäre.

Bild 29 zeigt die zeitabhängige Laschendehnung  $\varepsilon_L$  der Versuchswände D1 und D2. Der eintretende Bruch wird in Bild 29 durch den plötzlichen Abfall von  $\varepsilon_L$  nach Erreichen des Höchstwertes der Laschendehnungen von ca. 1,8 ‰ bei einer Belastungszeit von ca. 76 ms angezeigt. Im folgenden wird der Zeitbereich bis 80 ms betrachtet. Nach dieser Zeitmarke wurde ein konstantes Signal über die DMS registriert. Der Bruch war somit zu diesem Zeitpunkt mit Sicherheit eingetreten. Bild 30 zeigt, daß trägheitsbedingt die maximalen Auflagerkräfte des Versuchskörpers später auftreten als die maximale Stoßkraft.

Die in Bild 31 und 32 dargestellten Laschenzugkräfte der Wände S1 und S2 wurden aus den zwischen den Injektionsankern der Stahllaschen gemessenen

Laschendehnungen berechnet. In Bild 31 ist, wie bei einem Fachwerksystem, eine deutliche Abnahme der Laschenzugkräfte von Prüfkörpermitte zu den Wandenden hin feststellbar. Bei der mit unverankerten Laschenenden versehenen Wand S1 (Bild 31) ist die durch Reibung aufzunehmende Restzugkraft am Auflager unbedeutend gering. Dies gilt nicht für die Versuchswand S2 (Bild 32), wo durch die zugfeste Endverankerung am Auflager erhebliche Zugkräfte aufgenommen werden können. Der Verlauf der Laschenzugkräfte ist bei höheren Laststufen (z.B.  $P = 60 \text{ kN}$ ;  $70 \text{ kN}$ ), wie bei einem Bogen-Zugband-System, nahezu konstant.

Die Bilder 33 und 34 zeigen den Verlauf der Laschenzugkräfte der dynamisch geprüften Wände D1 und D2. Bis kurz vor dem Bruch der Wände wurden die größten Laschenzugkräfte nicht in Feldmitte, sondern direkt unter den Einleitungspunkten der äußeren Belastung gemessen.

Die Dübelkräfte  $D_1$  bis  $D_8$  nehmen mit ansteigender Belastung überproportional zu (Bild 35 und 36). Bild 37 zeigt, daß die Dübelkräfte bei der mit nicht endverankerten Stahllaschen versehenen Wand S1 von Prüfkörpermitte in Richtung der Wandenden zunehmen. Bei Endverankerung der Stahllaschen ist dies nicht der Fall (Bild 38). Hier werden die Dübel in Wandmitte fast genauso hoch beansprucht wie die auflagernahen Dübel. Bei gleich großen äußeren Lasten sind die Dübelkräfte von Wänden mit endverankerten Stahllaschen im Mittel kleiner als bei Wänden mit nicht endverankerten Laschen (vgl. Bild 37 und 38 bei  $P = 80 \text{ kN}$ ). Durch Endverankerung der Laschen werden die Dübel somit weniger beansprucht als bei Verwendung unverankerter Laschen. Durch Konzentrierung der Dübel am Laschenende könnte bei Wänden mit unverankerten Laschen eine konstante Verteilung der Dübelkräfte erreicht werden.

Die Bilder 39 und 40 zeigen den Verlauf der Dübelkräfte der dynamisch beanspruchter Wände D1 und D2. Wie bei Wand S1 ist bei der Wand D1, deren Laschen nicht endverankert worden waren, eine Zunahme der Dübelkräfte von Feldmitte zu den Auflagern hin erkennbar. Bei D2 wurde dies nicht festgestellt. Die Endverankerung der Laschen bewirkt auch bei den dynamisch beanspruchten Wänden eine gleichmäßigere Verteilung der Dübelkräfte.

Mit zunehmender äußerer Belastung  $P$  nehmen die Stauchungen  $\epsilon_{mw}$  in der Biegedruckzone des Mauerwerks statisch beanspruchter Wände überproportional zu (Bild 41). Die größten  $\epsilon_{mw}$ -Werte betrugen bei der Wand S2  $7,6 \text{ ‰}$ . Ein ausgeprägt plastisches Verhalten statisch beanspruchter Wände mit endverankerten Laschen ist deutlich erkennbar. Die Tragfähigkeit bzw. die

Verformbarkeit des Mauerwerks in der Biegedruckzone wurde voll ausgenutzt. Ein ähnliches Verhalten ist bei den Wänden D1 und D2 zu erkennen (Bild 42 und 43). Die maximalen Stauchungen  $\varepsilon_{mw}$  betrugen zum Zeitpunkt des Bruches bei einer Belastungszeit von 76 ms bzw. 80 ms 4 ‰ bis 8 ‰ (Bild 42), was auf ein plastisches Verformungsverhalten des Mauerwerks in der Biegedruckzone der Wände D1 und D2 hinweist (Bild 43).

Die Biegelinien wurden aus den in verschiedenen Wandebenen gemessenen Einzelwerten der Durchbiegungen konstruiert (Bilder 44 bis 47). Bei den dynamisch und bei den statisch geprüften Wänden wurden an den Biegemomentenverlauf angepaßte Biegelinienformen festgestellt.

Die Bilder 48 bis 50 zeigen die Beziehung zwischen Mittendurchbiegung und äußerer Belastung bzw. den Auflagerkräften der Versuchswände. Bild 48 verdeutlicht ein ausgeprägt duktilen Verformungsverhalten der statisch geprüften Wände S1 und S2. Beide Last-Verformungslinien verlaufen nahezu parallel. Aufgrund vorzeitigen Versagens von S1 durch Dübelbruch ist die größte Mittendurchbiegung von S1 nur ca. halb so groß wie die von S2. Der Traglastunterschied beider Wände beträgt hingegen nur ca. 17 %. Die Mittendurchbiegungen der Versuchswände D1 und D2 waren gleich groß und betrugen zum Zeitpunkt des Wandversagens ca. 40 mm (Bild 49). Dieser Wert entspricht in etwa der größten Mittendurchbiegung von S2.

Die Krümmungen  $k_f$  (1/km) in Feldmitte der Versuchswände wurden aus den gemessenen Dehnungen der Stahllaschen und den Stauchungen des Mauerwerks berechnet. Die Bilder 51 und 52 zeigen den Verlauf der Mittenkrümmung über die Belastung  $P$  (S1 und S2) bzw. die Summe der Auflagerkräfte  $A$  (D1 und D2) der Versuchswände. Die überproportionale Zunahme der Krümmungen bei hohen Laststufen  $P$  bzw. Auflagerdrücken  $\Sigma A$  verdeutlicht die allmähliche Ausprägung eines plastischen Gelenkes durch Rißbildung in Wandmitte. Da die Lashendehnungen, Mauerwerksstauchungen und Mittendurchbiegungen der statisch und der dynamisch geprüften Wände annähernd gleich große Werte besitzen, müssen auch die Krümmungen übereinstimmen (Bilder 51 und 52).

Die verformungsbedingte Zunahme der Vorspannkraft (Bilder 54 bis 55) ist auf die Durchbiegung der Prüfkörper zurückzuführen. Es entstehen Risse, deren Rißwurzel höher liegt als die Spanngliedachse. Hierdurch werden die Spannglieder zusätzlich gedehnt, so daß die Vorspannkraft mit zunehmender Dehnung anwächst. Die Erhöhung der Vorspannkraft ist mit einer verformungs- bzw. zwangsbedingten Zunahme der Wandnormalkräfte vergleichbar, wie sie bei

der Prüfung biegebeanspruchter, unverstärkter Mauerwerkswände vorhandener Gebäude kurz vor ihrem Bruch gemessen worden waren /1/.

In Tabelle 01 sind die wichtigsten Versuchsergebnisse laschenverstärkter Mauerwerkswände zusammengefaßt. Auf die Wiedergabe sämtlicher Meßwerte wird verzichtet. Sie sind auf Datenträgern gespeichert und können für weiterführende Studien abgerufen werden.

			Prüfkörper 24 x 54,5 x 250 cm <sup>3</sup>			
			S1	S2	D1	D2
Mauerwerk			KS 28-1,8/IIa		KS 28-1,8/IIa	
Stahllaschen (mm <sup>2</sup> )			2 x 4,13 x 40,16		2 x 4,31 x 39,89	
Endverankerung				X		X
Prüfung	statisch		X	X		
	dynamisch				X	X
Vorspannkraft V <sub>0</sub> (kN) <sup>1)</sup>			137,8	131,1	132,8	131,5
Spannkraftzunahme ΔV (kN)			39,7	80,59	-	-
Bruchlast P <sub>u</sub> (kN)	statisch	unverstärkt <sup>2)</sup>	31,4	31,4	-	-
		verstärkt	87,5	102,5	-	-
	dynamisch	P <sub>u</sub> (dyn)	-	-	340	400
Versagensart		Dübelbruch	X			
		Druckbruch		X		
		Zugbruch			X	X

1) vor Prüfbeginn 2) rechnerisch ermittelt 3) bis zum Bruch

**Tabelle 01:** Wiedergabe ausgewählter Versuchsergebnisse

Durch Verstärkung mit gedübelten Stahllaschen wurde bei den statischen Versuchen eine Traglaststeigerung von ca. 230 % erreicht. Das Verhältnis von dynamischer zu statischer Bruchlast betrug 3,3 bzw. 4,0.

### 3.2 Ergebnisse von Materialuntersuchungen

#### 3.2.1 Mauerstein, Mauermörtel, Mauerwerk

Sämtliche Mauersteine wurden vor ihrer Verwendung einer Güteprüfung nach DIN 106 unterzogen. Tabelle 02 zeigt die Ergebnisse der Mauersteinprüfungen.

	Kalksandsteine für Wand-Nr.	
	S1, S2	D1, D2
Bezeichnung	KS-28-1,8-3DF	KS-28-1,8-3DF
Abmessungen b/h/l (cm)	11,5/17,4/24	11,5/17,4/24
Rohdichte $\rho_z$ (kg/dm <sup>3</sup> )	1,720	1,740
Druckfestigkeit (N/mm <sup>2</sup> )		
Mittelwert $\bar{x}$	39,9	38,7
kleinster Einzelwert $x_{\min}$	37,8	35,9

Tabelle 02: Ergebnisse der Güteprüfungen an Kalksandsteinen nach DIN 106

Aufgrund der erhaltenen Festigkeitswerte waren die Mauersteine der Festigkeitsklasse 28 nach DIN 106 zuzuordnen.

Tabelle 03 enthält die Ergebnisse der Mörtelprüfungen nach DIN 18 555 Teil 1.

	Mauermörtel für Wand-Nr.			
	S1, S2		D1, D2	
	28 d	VD 1)	28 d	VD 1)
Rohdichte $\rho_{m\ddot{o}}$ (kg/dm <sup>3</sup> )	1,79	1,79	1,97	1,82
Druckfestigkeit $\beta_{D,m\ddot{o}}$ (N/mm <sup>2</sup> )	6,2	6,1	6,3	6,8
Biegezugfestigkeit $\beta_{BZ,m\ddot{o}}$ (N/mm <sup>2</sup> )	1,8	1,8	2,16	2,2
Mörtelgruppe nach DIN 1053 Teil 2, Tabelle 2	IIa		IIa	

1) VD: Zeitpunkt der Wandprüfung  $t = 32$  d bzw. 41 d

Tabelle 03: Ergebnisse der Mörtelprüfungen nach DIN 18 555 Teil 1

Der Mauermörtel der Mauerwerkswände war der Mörtelgruppe IIa nach DIN 1053 Teil 2 zuzuordnen.

Bei den Mauerwerksprüfungen nach DIN 18554 Teil 1 wurden Rohdichte, Druckfestigkeit und Elastizitätsmodul an jeweils drei Normprüfkörpern der Versuchserien S und D bestimmt. Tabelle 04 enthält die Ergebnisse der Mauerwerksprüfungen. Die Prüfkörper der Serien S und D wurden zeitgleich mit dem gleichen Mauermörtel und Mauersteinen sowie unter den gleichen Erhärtingsbedingungen erstellt wie die Mauerwerkswände S1 und S2 bzw. D1 und D2. Der E-Modul  $E_{mw}$  wurde als Sekantenmodul zwischen dem Ursprung und  $\sigma = \beta_{D,mw}/3$  bei erstmaliger Belastung ermittelt. Zusätzlich wird der Ursprungsmodul an-

gegeben, der näherungsweise aus  $E_{0,mw} \approx 1,1 E_{mw}$  berechnet werden kann. Bild 57 zeigt Spannungs-Dehnungslinien des verwendeten Mauerwerks. Die  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Werte wurden bis zum Erreichen des Scheitelwertes der Mauerwerksspannungen aufgezeichnet. Die Mauerwerksdruckfestigkeit wurde an jeweils drei Normprüfkörpern, die  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Linien an jeweils einem Prüfkörper der Prüfserien S und D bestimmt.

	Mauerwerkskörper	
	Serie S	Serie D
Mauerwerk wie bei Wand-Nr.	S1, S2	D1, D2
Mauerwerk	KS-28-1,8-3DF MG IIa	KS-28-1,8-3DF MG IIa
Mauerwerksdicke $d_{mw}$ (cm)	24	24
Rohdichte $\rho_{mw}$ (kg/dm <sup>3</sup> )	1,797	1,908
Druckfestigkeit <sup>1)</sup> $\beta_{D,mw}$ (N/mm <sup>2</sup> )	9,63	15,63
Mauerwerksklasse <sup>2)</sup>	M 9	M 13
E-Modul <sup>3)</sup> $E_{mw}$ (N/mm <sup>2</sup> ) $E_{0,mw}$ (N/mm <sup>2</sup> )	4357,1 4792,9	8909,1 9800,0
Stauchungen <sup>3)</sup> $\varepsilon_{S,mw}$ (‰)	- 4,06	- 4,57

1) aus drei Einzelprüfungen ermittelt

2) nach DIN 1053 Teil 2, Abschnitt 4

3) an einem Prüfkörper bestimmt

**Tabelle 04:** Mechanische Eigenschaftswerte des verwendeten Mauerwerks

Die Druckfestigkeit und der E-Modul  $E_{0,mw}$  der Prüfkörper, die aus dem gleichen Mauerwerk hergestellt worden waren wie die Wände D1 und D2, war mit 15,63 N/mm<sup>2</sup> bzw. 9800 N/mm<sup>2</sup> größer als die der Prüfkörper der Serie S. Das Mauerwerk der Wände S1 und S2 wurde der Mauerwerksklasse M9, das der Wände D1 und D2 der Klasse M13 zugeordnet.

### 3.2.2 Injektionsanker

Die Spezifikation der Ankerstangen lautet aufgrund von Angaben des Herstellers: Hilti HAS - 9 S Mn Pb 36 K, 5.8, ISO 898 T1, galvanisch verzinkt: min. 5  $\mu$ m.

Tabelle 05 enthält die Ergebnisse durchgeführter Güteprüfungen, bei denen die Ankerstangen zuvor in ihrer Mitte auf einer Länge von 50 mm auf einen Durchmesser von  $7 \pm 0,1$  mm abgedreht und anschließend einer Zugfestigkeitsprüfung unterzogen worden waren. Aufgrund der Ergebnisse der Güteprüfungen wurde der Gewindestahl der verwendeten Ankerstangen der Güteklasse 5.8 zugeordnet.

	Ankerstangen HAS M10
Probenanzahl n	5
Querschnitt $A_s$ (mm <sup>2</sup> )	38,48
Streckgrenze $R_p$ 0,2% $\bar{x}$ (N/mm <sup>2</sup> ) $x_{\min}$ (N/mm <sup>2</sup> )	638,0 621,0
Zugfestigkeit $R_m$ $\bar{x}$ (N/mm <sup>2</sup> ) $x_{\min}$ (N/mm <sup>2</sup> )	675,0 664,0
E-Modul $E_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	$2,075 \cdot 10^5$
Bruchdehnung $\varepsilon_u$ (%)	10,1

**Tabelle 05:** Ergebnisse von Güteprüfungen an Ankerstangen

### 3.2.3 Stahllaschen

Tabelle 06 enthält die Ergebnisse von Zugfestigkeitsprüfungen, die in Anlehnung an DIN 50 125 bzw. DIN 50 145 an Reststücken der für die Verstärkung der Mauerwerkswände verwendeten Stahllaschen durchgeführt wurden.

	Stahllaschen	
	Serie I	Serie II
Stahllaschen wie bei Wand-Nr.	S1, D1	S2, D2
Anzahl der Proben	3	3
Abmessungen (mm)	40,16 x 4,13 x 501	39,89 x 4,32 x 501
Meßbasis $l_0$ (mm)	100	100
Querschnitt $S_0$ (mm <sup>2</sup> )	165,86	172,2
E-Modul $E_{0S}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$2,02 \cdot 10^5$	$2,04 \cdot 10^5$
Streckgrenze $R_{eH}$ (N/mm <sup>2</sup> )	352,0	313,3
Fließdehnung $\varepsilon_F$ (‰)	1,74	1,54
Zugfestigkeit $R_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	491,0	421,0
Bruchdehnung $A'$ (%)	34,6	37,0

**Tabelle 06:** Ergebnisse der Stahlprüfungen in Anlehnung an DIN 50 145 und DIN 50 125 (gemittelte Werte)

Die erhaltenen Festigkeitswerte beider Serien unterscheiden sich deutlich, was bei Baustahl niedriger Güte von unterschiedlichen Herstellungschargen häufiger vorkommt. Aufgrund der erhaltenen Prüfergebnisse wurde der Baustahl der Stahllaschen der Güteklasse St 37.2 nach DIN 17 100 zugeordnet.

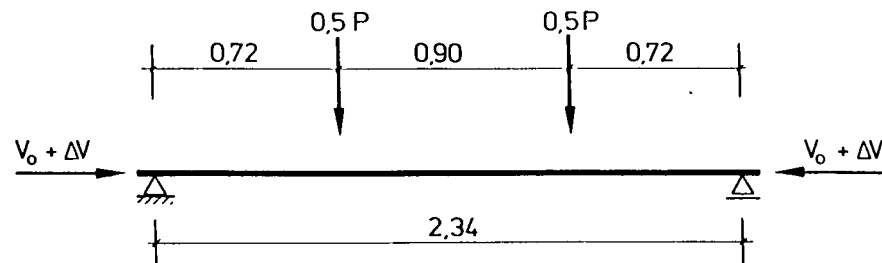


#### 4.0 Rechnerische Überprüfung der Versuchsergebnisse statisch geprüfter Wände

##### 4.1 Statisches System

Alle Wandprüfkörper wurden liegend wie Balken geprüft. Ihre Wandenden wurden gelenkig gelagert. Die Vorspannkraft  $V_0$  wurde im Schwerpunkt des Mauerwerksquerschnittes eingeleitet. Die verformungsbedingte Zunahme der Vorspannkraft um  $\Delta V$  war rechnerisch zu berücksichtigen. Die nachträgliche Anordnung der Stahllaschen bewirkt nur eine unbedeutende Verschiebung des Flächenschwerpunktes des Tragquerschnittes, die daher im folgenden vernachlässigt wird. Der Schwerpunkt des verstärkten Tragquerschnittes wurde in Höhe der halben Dicke des Mauerwerksquerschnittes angenommen.

Für die rechnerische Überprüfung der Versuchsergebnisse ist ein einfeldriges, beidseitig gelenkig gelagertes, zentrisch vorgespanntes Stabwerk zu betrachten, das durch eine Normalkraft von der Größe der Vorspannkraft  $V_0 + \Delta V$  und durch zwei Einzellasten der Größe  $0,5 P$  beansprucht wird. Bild 04 zeigt das statische System der Wände S1 und S2. Das Wandeigengewicht sowie das Gewicht der Vorspannkonstruktion an den Wandenden wurde zunächst vernachlässigt.



**Bild 04:** Statisches System der Versuchswände

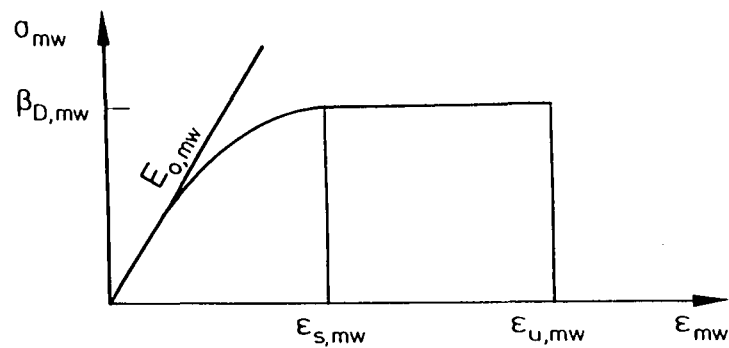
##### 4.2 Schnittgrößenermittlung und Verformungsberechnungen

Im Zusammenhang mit der Schnittgrößenermittlung war die Frage nach dem Verbund zwischen Stahllasche und Mauerwerk zu beantworten. Die Verbundart ist von der Höhe der Relativverschiebungen zwischen Mauerwerk und Stahllaschen

abhängig. Nach /5/ gilt ein Verbund als starr, wenn die Relativverschiebungen 0,1 mm bis 0,2 mm im Gebrauchszustand nicht überschreiten. Relativverschiebungsmessungen zwischen Stahllaschen und Mauerwerk wurden nicht durchgeführt. Es ist zu erwarten, daß Relativverschiebungen durch zugfeste Endverankerung der Stahllaschen erheblich vermindert werden, sodaß sie bei der Bestimmung von Schnittgrößen und Verformungen nicht weiter berücksichtigt werden müssen. Hiervon wurde bei der mit zugfest endverankerten Stahllaschen versehenen Wand S2 ausgegangen. Bei Wand S1 erscheint diese Annahme nicht gerechtfertigt, da die Zugkräfte in den Stahllaschen allein über die Dübel in das Mauerwerk eingeleitet werden müssen. Die Tragwirkung der Dübel setzt Dübelverformungen voraus, die zu Relativverschiebungen zwischen Mauerwerk und Stahllaschen führen und somit zu einem nachgiebigen Verbund hervorrufen. Die Berechnung des Tragverhaltens von Bauteilen mit nachgiebigem Verbund setzt die Kenntnis des Last-Verformungsverhaltens der Verbindungsmittel voraus. Untersuchungen zur Bestimmung von Last-Verschiebungslinien von Injektionsankern in KS-Mauerwerk wurden aus Kostengründen nicht durchgeführt. Für die Entwicklung eines Bemessungsverfahrens für Mauerwerkswände mit gedübelten Stahllaschen werden diese Untersuchungen jedoch für erforderlich gehalten. Bei der rechnerischen Überprüfung der Versuchsergebnisse wurde vereinfachend von starrem Verbund zwischen Stahllaschen und Mauerwerk ausgegangen.

Grundlage für die Formulierung der Materialgesetze für Mauerwerk und Bau- bzw. Spannstahl waren die in ergänzenden Untersuchungen ermittelten Spannungsdehnungslinien der verwendeten Werkstoffe. Die wichtigsten Kenngrößen sind die Materialfestigkeiten bei Druck- bzw. Zugbeanspruchung, die dazugehörigen Verzerrungen und der Elastizitätsmodul. Bei der rechnerischen Überprüfung der Versuchsergebnisse wurde eine möglichst gute Übereinstimmung zwischen den in Materialuntersuchungen ermittelter Spannungsdehnungslinien und den für die Berechnungen zu verwendenden Materialgesetzen angestrebt. Hierzu wurden aus der Literatur Spannungsfunktionen entnommen, die das Last-Verformungsverhalten der Einzelmaterialien nach Überschreitung der Scheitelwerte der Werkstoffkennlinien durch einen "plastischen Ast" beschreiben.

Zur mathematischen Beschreibung des Spannungs-Dehnungsverhaltens von Mauerwerk wurde ein nichtlinearer Rechenalgorithmus aus /6/ verwendet (Bild 05).



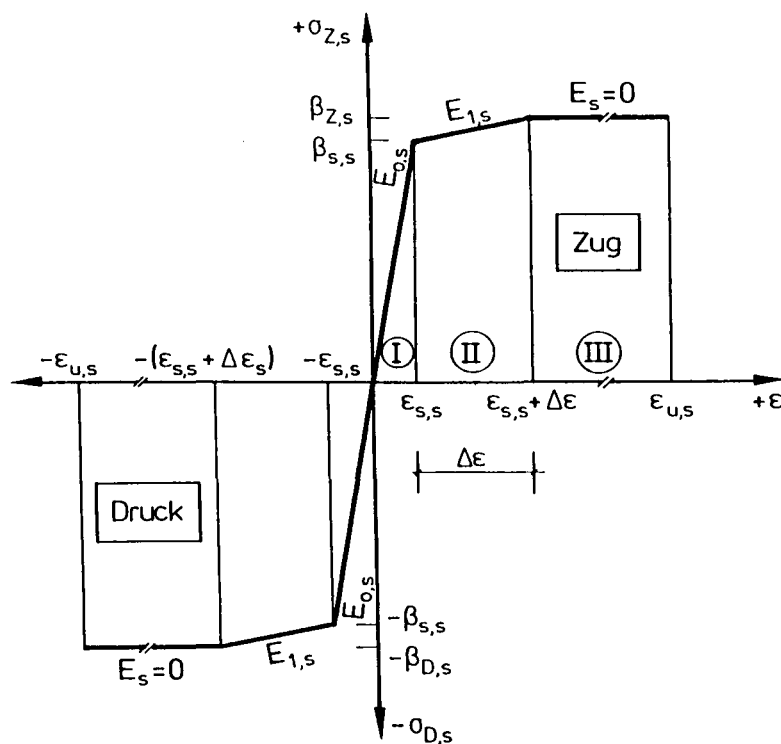
Ansteigender Ast :

$$\sigma_{mw}(\epsilon) = \frac{E_{o,mw}^2}{4\beta_{D,mw}} \cdot \epsilon^2 + E_{o,mw} \cdot \epsilon \quad (4.1)$$

**Bild 05:** Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Mauerwerk

Für  $\epsilon_{u,mw}$  wurde der bei den Bauteilversuchen in der Biegedruckzone der Wände gemessene, maximale Stauchungswert verwendet.

Für Bau- bzw. Spannstahl wurde abschnittsweise lineares Materialverhalten angenommen (Bild 06).



**Bild 06:** Werkstoffgesetz für Baustahl und Spannstahl

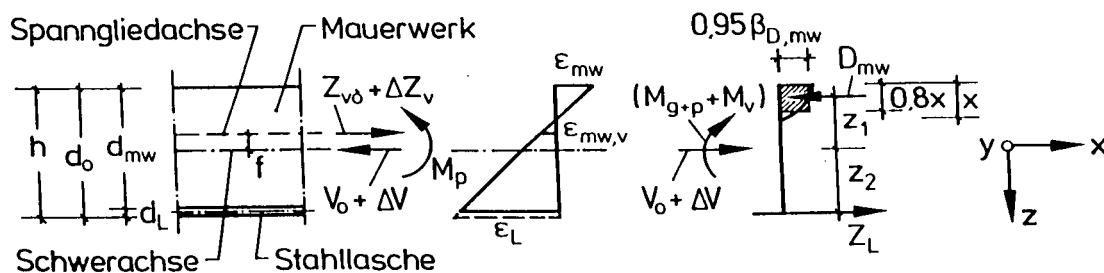
Im Druck- und Zugbereich wird gleiches Werkstoffverhalten unterstellt, z.B. gilt für den Zugbereich:

Bereich I:  $\sigma(\varepsilon) = \varepsilon \cdot E_{0,s} \leq \beta_s$   
 $0 \leq \varepsilon < \varepsilon_{s,s}$  (4.2)

Bereich II:  $\sigma(\varepsilon) = \beta_{s,s} + (\varepsilon - \varepsilon_{s,s}) \cdot E_{1,s} \leq \beta_{Z,s}$   
 $\varepsilon_{s,s} < \varepsilon < \varepsilon_{s,s} + \Delta\varepsilon_s$  (4.3)

Bereich III:  $\sigma(\varepsilon) = \beta_{Z,s}$   
 $\varepsilon_{s,s} + \Delta\varepsilon_s < \varepsilon < \varepsilon_{u,s}$  (4.4)

Für die Berechnung der in Feldmitte wirkenden Bruchschnittgrößen wird von einer linearen Dehnungsverteilung über den Querschnitt ausgegangen. Bild 07 zeigt den Spannungs- und Dehnungszustand des verstärkten Mauerwerksquerschnittes.



**Bild 07:** Spannungs- und Dehnungszustand der vorgespannten laschenverstärkten Mauerwerkswand

Aus dem Gleichgewicht der in Richtung der Systemlänge  $l$  wirkenden Kräfte errechnet sich Druckzonenhöhe  $x$  bei Annahme einer spannungsblockartigen Druckspannungsverteilung mit  $x' = 0,8 x$  und  $\beta_{D,mw}' = 0,95 \beta_{D,mw}$  aus

$$x = \frac{(V_o + \Delta V) + A_L \cdot \beta_{s,L}}{0,76 \beta_{D,mw} \cdot b} \quad (4.5)$$

Der Spannkraftzuwachs  $\Delta V$  und somit die Zunahme der Wandnormalkraft kann nicht anhand einer Querschnittsanalyse bestimmt werden, da sich die Spannglieder des Prüfkörpers gegenüber dem Mauerwerk ungehindert verschieben können. Die Spannkraftzunahme  $\Delta V$  in beiden äußeren Spanngliedern ist von dem Formänderungsverhalten des Gesamtsystems abhängig. Die Verträglichkeitsbedingung für die Ermittlung von  $\Delta V$  lautet:

$$\Delta V = \Delta \varepsilon_V \cdot E_Z \cdot A_Z = \int_0^1 \varepsilon_{mw,v} dx \cdot E_Z \cdot A_Z \quad (4.6)$$

Die in Prüfkörperlängsrichtung wirkende Normalkraft  $N = V_0 + \Delta V$  errechnet sich aus

$$(V_0 + \Delta V) = (\varepsilon_{V0} + \Delta \varepsilon_Z) \cdot E_Z \cdot A_Z \quad (4.7)$$

mit  $\varepsilon_{V0}$  = Vordehnung des Spannstahls

$\Delta \varepsilon_Z$  = Zunahme der Spannglieddehnung infolge der Prüfkörperverformung

$\varepsilon_{mw,v}$  = "Dehnung" des Mauerwerks in Höhe der Spanngliedachse

Das Bruchmoment  $M_u$  steht im Gleichgewicht mit der Summe der Biegemomente aus der äußeren Last  $P$ , aus dem Eigengewicht sowie aus der Vorspannkraft  $(V_0 + \Delta V)$  multipliziert mit der maximalen Prüfkörperdurchbiegung  $f$ . Es ist

$$M_u = (M_{g,p} + M_v) \approx 0,76 \beta_{D,mw} \cdot x \cdot b (h - 0,4 x) + A_L \cdot \beta_{S,L} (h - 0,5 d_0) \quad (4.8)$$

mit

$$M_v = (V_0 + \Delta V) \cdot f \quad (4.9)$$

Das Vorspannmoment  $M_v$  des im unbelasteten Zustand zentrisch vorgespannten Prüfkörpers ergibt sich aus der gegenüber der Spanngliedachse um  $f$  verschobenen Bauteilachse des verformten Prüfkörpers. Die Mittendurchbiegung  $f$  kann durch Integration der Krümmungen  $k(x)$  über die Länge des Prüfkörpers aus

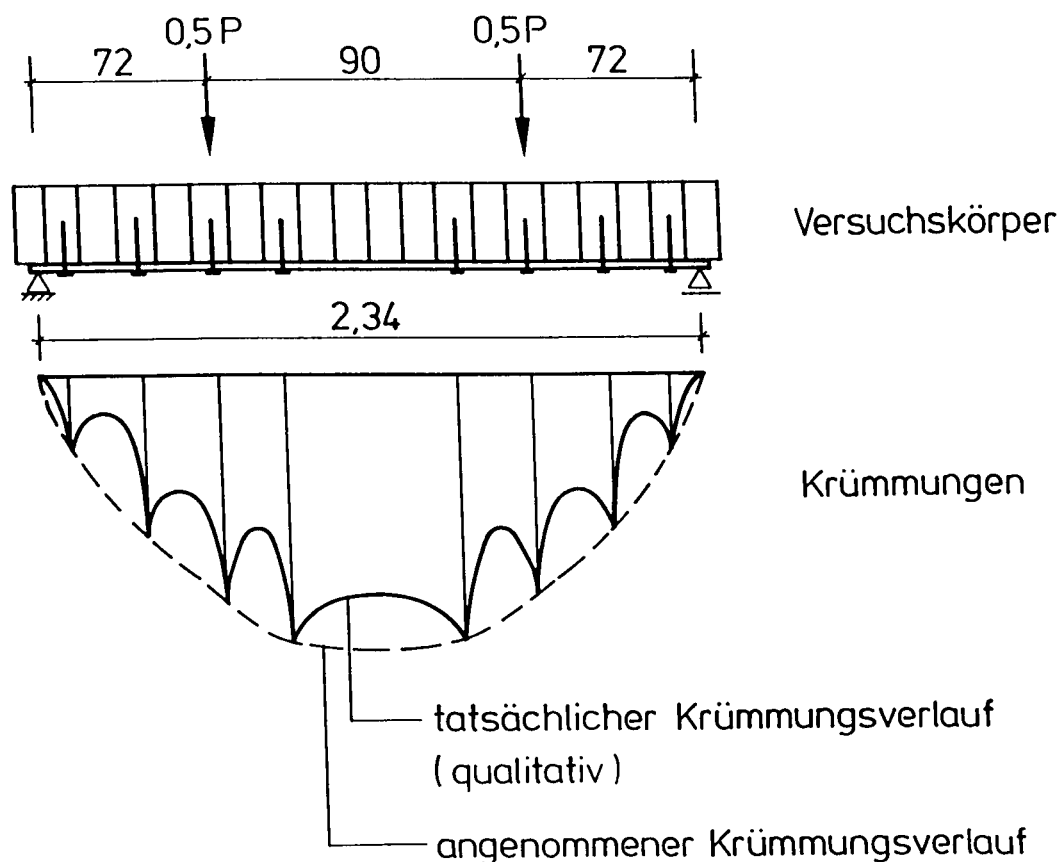
$$f = \int_0^1 k(x) M dx \quad (4.10)$$

mit

$$k(x) = \frac{|\varepsilon_{mw}| + \varepsilon_L}{h} \quad (4.11)$$

berechnet werden.

Die Schnittgrößen- und Durchbiegungsberechnungen wurden mit dem Programmsystem DLT-PC durchgeführt, daß vom Institut für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe zur Verfügung gestellt worden war /7/. Das Programm ermöglicht die Berechnung allgemeiner ebener, durch Vorspannung ohne Verbund vorgespannter Stabwerke unter Berücksichtigung nichtlinearen Werkstoffverhaltens. Hinsichtlich der Programmbeschreibung von DLT-PC wird auf /6,7/ verwiesen. Die Verschieblichkeit der Injektionsdübel wurde bei den Berechnungen vernachlässigt. Als Tragquerschnitt der Stahllaschen wurde der durch die Bohrlöcher der Dübel geschwächte Laschenquerschnitt in Rechnung gestellt. Dies erscheint im Rahmen einer Näherungsrechnung gerechtfertigt, da in den Wandebenen mit Querschnittsschwächungen der Stahllaschen größere Laschendehnungen und Bauteilkrümmungen zu erwarten sind als in ungeschwächten Laschenbereichen (Bild 08).



**Bild 08:** Qualitativer Verlauf der Bauteilkrümmungen laschenverstärkter Mauerwerkswände

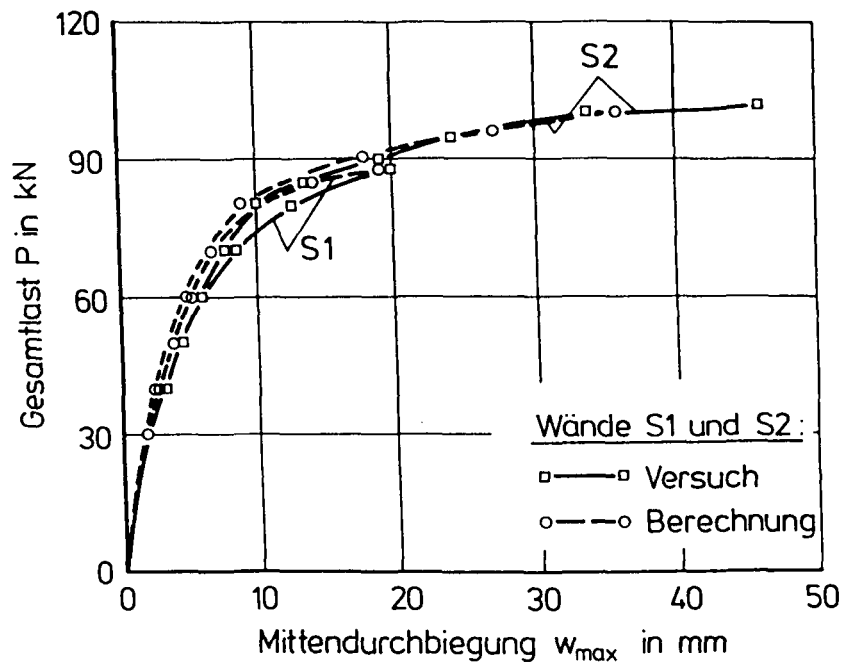
Tabelle 07 zeigt einen Vergleich nach Gl.(4.5) bzw. Gl. (4.7 ... 4.8) berechneter Bruchmomente mit den Biegemomenten aus äußeren Lasten und infolge der Vorspannung.

	S1		S2	
$P_u$ (kN)	82,5		102,5	
$V_o$ (kN)	137,8		131,1	
$\Delta V_o$ (kN)	39,7		80,59	
$\beta_{S,L}$ (N/mm <sup>2</sup> )	352,0		313,0	
$\beta_{Z,L}$ (N/mm <sup>2</sup> )	491,0		421,0	
$\Sigma A_{s,b}$ (cm <sup>2</sup> )	3,32		3,45	
$\Sigma A_{s,n}$ (cm <sup>2</sup> )	2,41		2,50	
$w_{max}$ (mm)	19,7		45,8	
$\beta_{D,mw}$ (N/mm <sup>2</sup> )	11,68		11,68	
$b$ (cm)	54,5		54,5	
$h$ (cm)	24,207		24,207	
$d_o$ (cm)	24,41		24,41	
$x$ (m)	0,0542	0,07103	0,0599	0,0655
$M_u$ (kNm)	36,5	41,90	37,83	43,00
$M_v$ (kNm)	3,49	36,2	9,691	47,8
$M_p$ (kNm)	31,5		36,90	
$M_g$ (kNm)	1,21		1,21	
$\Psi = \frac{M_{g+p+v}}{M_u}$	0,99	0,86	1,26	1,11

Tabelle 07: Berechnete und gemessene Bruchmomente

Die Bestimmung der Bruchmomente erfolgte in zwei getrennten Rechnungen unter Ansatz des Spannungswertes der Streckgrenze  $\beta_{S,L}$  und der Zugfestigkeit  $\beta_{Z,L}$  der Stahllaschen. Das Versagen der Wand S1 wurde durch Dübelbruch der Injektionsanker eingeleitet. Da sich die Summe der Lastmomente aus Eigengewicht  $M_g$ , Verkehrslast  $M_p$  und Vorspannung  $M_v$  nur unwesentlich vom theoretischen Bruchmoment  $M_u$  unterscheidet war davon auszugehen, daß die Biegetragfähigkeit der Wand S1 kurz vor dem Dübelversagen der Wand nahezu erschöpft war. Beim Versuchskörper S2 waren deutliche Fließerscheinungen der Stahllaschen im Bereich der Dübellöcher festgestellt worden. Daher muß die Größe der Stahlspannung der Laschen in ihrem Nettoquerschnitt während des Versagens von S2 zwischen der Streckgrenze und der Zugfestigkeit gelegen haben. Beim Ansatz von  $\beta_{Z,L}$  in Gl.(4.5) bzw. Gl. (4.8) beträgt der Unterschied zwischen Bruchmoment und Lastmoment ca. 11 %. In Anbetracht unvermeidbarer Abweichungen zwischen den an Begleitkörpern gemessenen und tatsächlichen Festigkeitsgrößen der Versuchswände erscheint der Unterschied zwischen berechneten und gemessenen Werten noch akzeptabel.

Bild 09 zeigt einen Vergleich gemessener und berechneter Last-Durchbiegungs-Kurven der statisch geprüften Wände S1 und S2.



**Bild 09:** Gemessene und berechnete Durchbiegungen laschenverstärkter Mauerwerkswände

Eine gute Übereinstimmung berechneter und gemessener Traglasten und Verformungen ist erkennbar.

### 4.3 Dübeltragfähigkeit

Das Versagen der Versuchswand S1 wurde durch Dübelbruch der auflagernahen Ankerstangen ausgelöst. Als Versagensursache kommt ein Abscheren der Dübel durch Überschreitung ihrer Querkzugtragfähigkeit oder Biegeversagen infolge exzentrischer Dübelbeanspruchung in Betracht. Nach /8/ errechnet sich die aufnehmbare Querkzugkraft  $Q_s$  eines Dübels aus

$$Q_s = 0,6 \cdot A_{Dü} \cdot R_m \quad (4.12)$$

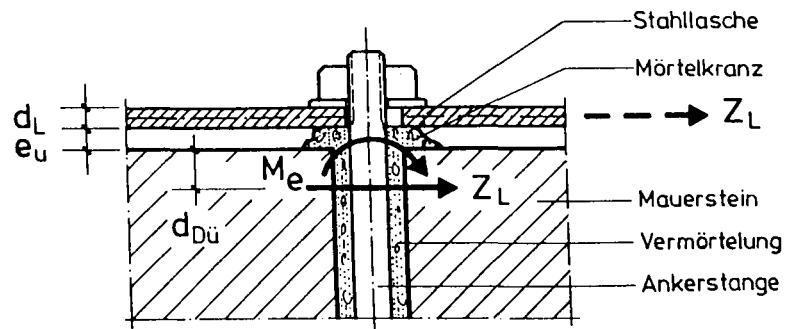
Biegebeanspruchungen querkzugbeanspruchter Dübel sind oft unvermeidbar. Bei der Wand S1 war der durch Einsetzen der Ankerstange in das vermörtelte Bohrloch entstehende Mörtelkranz nicht vollständig entfernt worden. Daher konnte die Stahllasche an einigen Stellen nicht formschlüssig auf der



Mauerwerksoberfläche befestigt werden, sodaß die Dübel zusätzlich durch Biegemomente beansprucht wurden (Bild 10).

$$\text{Ausmitte : } \sum e = 0,5 d_L + e_u + d_{Dü} \quad (4.13)$$

$$\text{Moment : } M_e = Z_L \cdot \sum e \quad (4.14)$$



$$\text{Biegespannung : } \sigma_b = \frac{M_e}{W_{Dü}} \quad (4.15)$$

**Bild 10:** Beanspruchung der Ankerstange von Injektionsdübeln

Bei Ansatz der Zugfestigkeit  $R_m$  des Dübelstahls als aufnehmbare Stahlspannung errechnet sich die aufnehmbare, exzentrische Querkzugkraft  $Q_{s,ex}$  der Ankerstange aus

$$Q_{s,ex} = R_m \cdot \frac{d_{Dü} \cdot A_{Dü}}{8 \cdot \sum e} \quad (4.16)$$

Die Tragfähigkeit der Ankerstange wird überschritten, wenn die Laschenzugkraft  $Z_L$  die aufnehmbare Querkzugkraft  $Q_s$  nach Gl. (4.12) bzw.  $Q_{s,ex}$  nach Gl.(4.16) überschreitet. Vergleichsrechnungen unter Verwendung der in Tabelle 05 enthaltenen Materialkennwerte und der Bild 39 entnommenen maximalen Laschenzugkraft  $Z_L$  von 16,5 kN ergaben, daß die Dübel von S2 bei einer rechnerischen Gesamtausmitte von  $Z_L$  von  $\sum e = 2,6$  mm versagt haben. Diese Ausmitte ist wesentlich kleiner als sie sich aus Gl. (4.13) berechnen läßt. Die nach Gl. (4.12) berechnete aufnehmbare Querkzugkraft der Ankerstangen beträgt 23,1 kN. Sie ist größer als die gemessene Versagenslast. Es ist somit davon auszugehen, daß der exzentrische Lastangriff der Laschenzugkraft tragfähigkeitsbestimmend war. Zur Vermeidung tragfähigkeitsmindernder exzentrischer Dübelbeanspruchungen ist bei der Montage der Stahllaschen zu beachten, daß die Laschen auf ihrer ganzen Länge formschlüssig auf der Mauerwerksoberfläche befestigt werden.

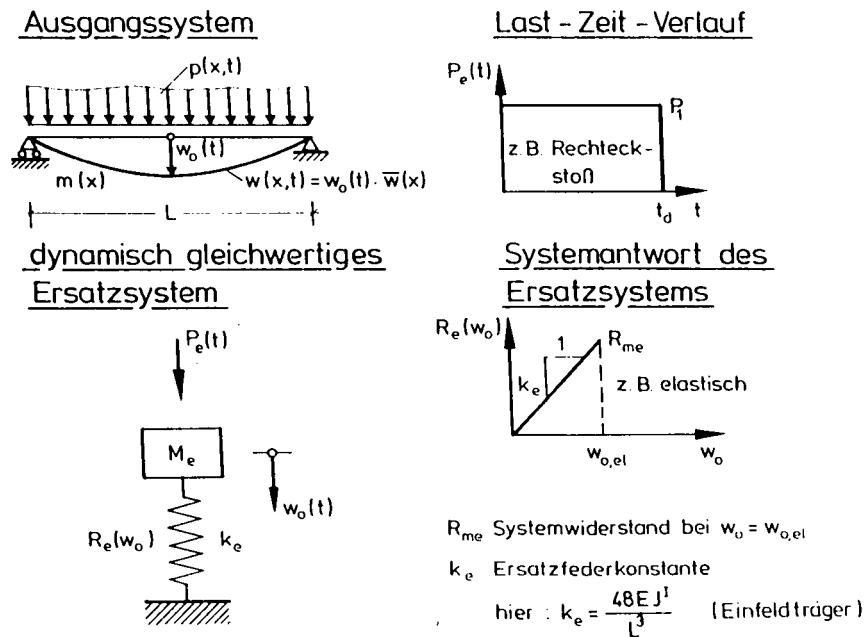
## 5.0 Dynamische Biegetragfähigkeit

Zur Berücksichtigung stoßartiger Lasteinwirkungen werden bei der Bemessung dynamisch beanspruchter Bauteile mit Hilfe statischer Berechnungsmethoden häufig dynamische Lastfaktoren verwendet. Dies gibt oft Anlaß zur Kritik. Die Verwendung dynamischer Beiwerte erscheint jedoch notwendig, weil die Bemessung von Bauteilen mit nicht ausschließlich dynamischer Beanspruchung aufgrund der Bauvorschriften für statische Lastfälle erfolgen muß.

Im folgenden wird ein dynamischer Lastfaktor für das geprüfte System unter der gewählten Beanspruchung angegeben, mit dessen Hilfe von der Biegetragfähigkeit statisch beanspruchter Wände auf ihre Tragfähigkeit bei stoßartiger Horizontalbeanspruchung geschlossen werden kann.

Bei der Tragfähigkeitsanalyse eines druckstoßbeanspruchten Bauteils sind die sich aus der Lastgeschichte ergebenden dynamischen Einflüsse auf das Werkstoffverhalten und die Systemantwort des Bauteils zu berücksichtigen. Das Werkstoffverhalten bei dynamischer Lasteinwirkung wird durch den dynamischen Lastfaktor indirekt erfaßt. Die dynamische Belastung ist durch ihren Last-Zeit-Verlauf gekennzeichnet. Die Systemantwort von Bauteilen ist durch ihr Verformungsverhalten (elastisch, elastisch-plastisch oder plastisch) charakterisiert.

Bei der Berechnung explosionsbeanspruchter Bauwerke werden für Einzelbauteile wie Platten, Balken oder Wände häufig vereinfachte, dynamische gleichwertige Ersatzsysteme wie z.B. der Einmassenschwinger betrachtet (Bild 11). Systeme mit verteilten Massen wie Balken, Platten oder Wände besitzen streng genommen den Freiheitsgrad unendlich, da für jeden Massenpunkt ein eigenes Bewegungsgesetz gilt. Nur wenn die Biegelinien des Systems zu beliebigen Zeitpunkten zueinander affin sind, kann die Bewegung aller Massenteile eindeutig durch eine einzige Verschiebungsgröße, wie z.B. die Mittendurchbiegung  $w_0$ , beschrieben werden. Diese Vereinfachung ist nur so lange zulässig, wie Oberschwingungen gegenüber der Grundschiwingung vernachlässigbar sind. Nur dann hat ein dynamischer Lastfaktor Berechtigung.



Äquivalente Balkenmasse :  $M_e = \int_0^L m(x) \cdot [\bar{w}(x)] dx$  (5.1)

Ersatzlast :  $P_e(t) = \int_0^L p(x,t) \bar{w}(x) dx$  (5.2)

Gleichgewichtsbedingung :  $M_e \cdot \ddot{w}_0(t) + R_e(w_0) - P_e(t) = 0$  (5.3)

Systemwiderstand :  $R_e(w_0) = k_e \cdot w_0(t)$  (5.4)

DGL der Bewegungsgleichung des dynamisch gleichwertigen Ersatzsystems

$$\ddot{w}_0(t) + \omega_e^2 \cdot w_0(t) - \frac{P_e(t)}{M_e} = 0 \quad (5.5)$$

Eigenkreisfrequenz des Ersatzsystems :

$$\omega_e = \sqrt{\frac{k_e}{M_e}} = \frac{2\pi}{T} \quad (5.6)$$

Lösung der Bewegungsgleichung für den Rechteckstoß :

$$w_0(t) = \frac{P_1}{k_e} (1 - \cos \omega_e t) \quad \text{bzw.} \quad w_0(t) = w_{0,st} (1 - \cos \omega_e t) \quad (5.7 \dots 5.8)$$

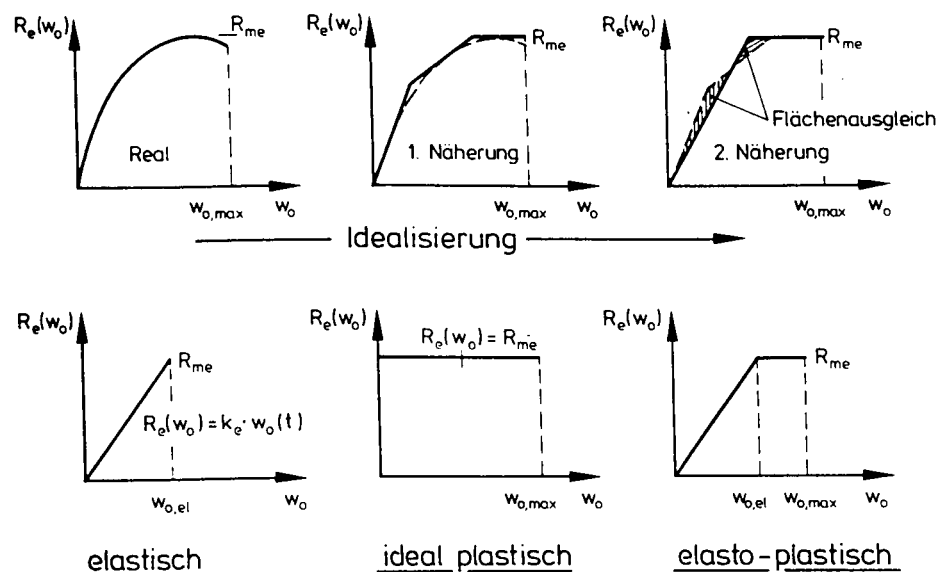
**Bild 11:** Abbildung eines schwingenden Biegesystems auf einen Einmassenschwinger und DGL der Bewegungsgleichung des dynamisch gleichwertigen elastischen Ersatzsystems (hier Belastung durch Gleichlast)

In /9/ wird die Anwendung des Einmassenschwingers als dynamisch gleichwertiges Ersatzsystem für Mauerwerkswände unter Druckstoßbelastung vorgeschla-

gen. Im folgenden sollen daher die Trag- und Verformungseigenschaften der dynamisch geprüften laschenverstärkten Mauerwerkswände näherungsweise auf die eines Ein-Massenschwingers abgebildet werden. Aufgrund des nicht-linearen Materialverhaltens sowie verformungsabhängiger Steifigkeitsverhältnisse verstärkter Mauerwerkswände kann der elastische Einmassenschwinger nicht als dynamisch gleichwertiges Ersatzsystem verwendet werden. Aufgrund von Rißbildungen nimmt der Systemwiderstand  $R_e$  bei Überschreitung der maximalen elastischen Verformung  $w_{0,el}$  nicht mehr zu. Der Widerstandswert ist nicht mehr von der Verformung abhängig. Für  $w_0 > w_{0,el}$  lautet die Differentialgleichung der Systemverformung:

$$M_e \cdot \ddot{w}_0(t) + R_e - P_e(t) = 0 \quad (5.9)$$

Das System verhält sich elasto-plastisch oder, falls  $w_{0,max} \gg w_{0,el}$ , näherungsweise ideal plastisch. Zur Beschreibung der Systemantwort des nicht-linearen Einmassenschwingers auf seine Belastung  $P_e(t)$  werden idealisierte Widerstandsfunktionen  $R_e(w_0)$  verwendet (Bild 12).

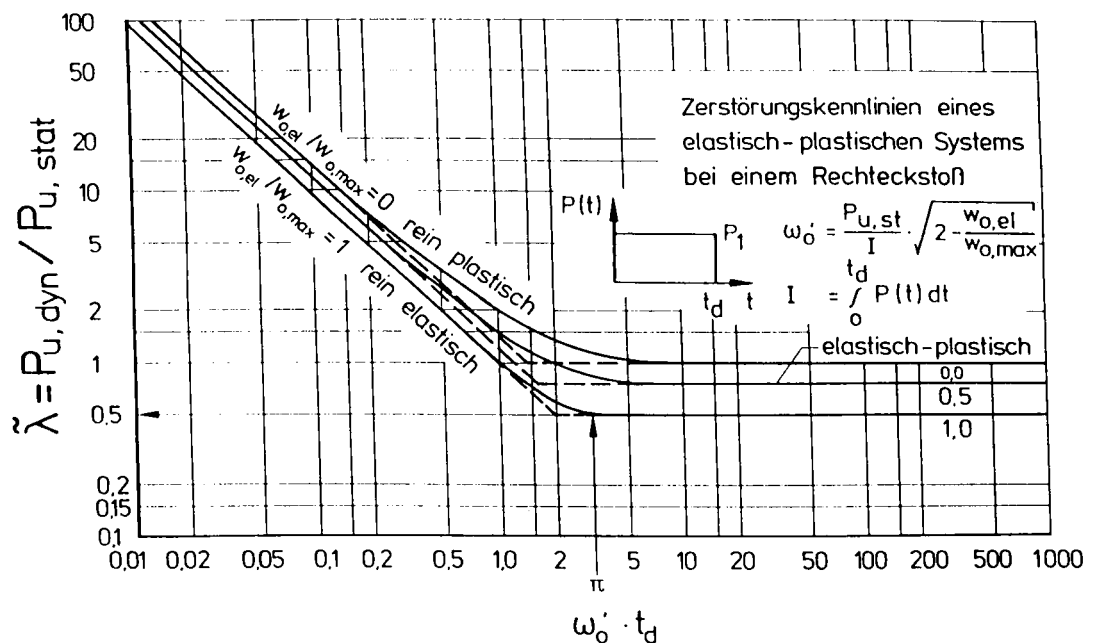


**Bild 12:** Widerstandsformen nichtlinearer Einmassenschwinger

Die dynamische Tragfähigkeit von Bauteilen mit nichtlinearem Verformungsverhalten wird näherungsweise durch Zerstörungskennlinien beschrieben, die das Verhältnis von dynamischer zu statischer Bruchlast  $\tilde{\lambda} = P_{u,dyn}/P_{u,stat}$  als Funktion von scheinbarer Eigenkreisfrequenz zu Belastungsdauer  $\omega_0' \cdot t_d$

angegeben. Zerstörungskennlinien werden unter der Voraussetzung gleich großer Verformungen  $w_{0,max}$  bei statischer und dynamischer Belastung berechnet.

Bild 13 zeigt Zerstörungskennlinien für elastisch-plastische Systeme unter Rechteckstoß-Belastung. Die ansteigenden Linien kennzeichnen den Bereich impulsartiger Beanspruchung, die zur Abszisse parallel verlaufenden Linien beschreiben den Bereich quasistatischer Lasteinwirkungen. Für  $t_d = T/2$  erhält man den Wert  $\omega_0' \cdot t_d = \pi$ , der auf die Zerstörungskennlinie des elastischen Systems mit Rechteckstoß projiziert, einen  $\lambda$ -Wert von 0,5 ergibt. Die dynamische Bruchlast  $P_{u,dyn}$  ist demzufolge halb so groß wie  $P_{u,stat}$ .



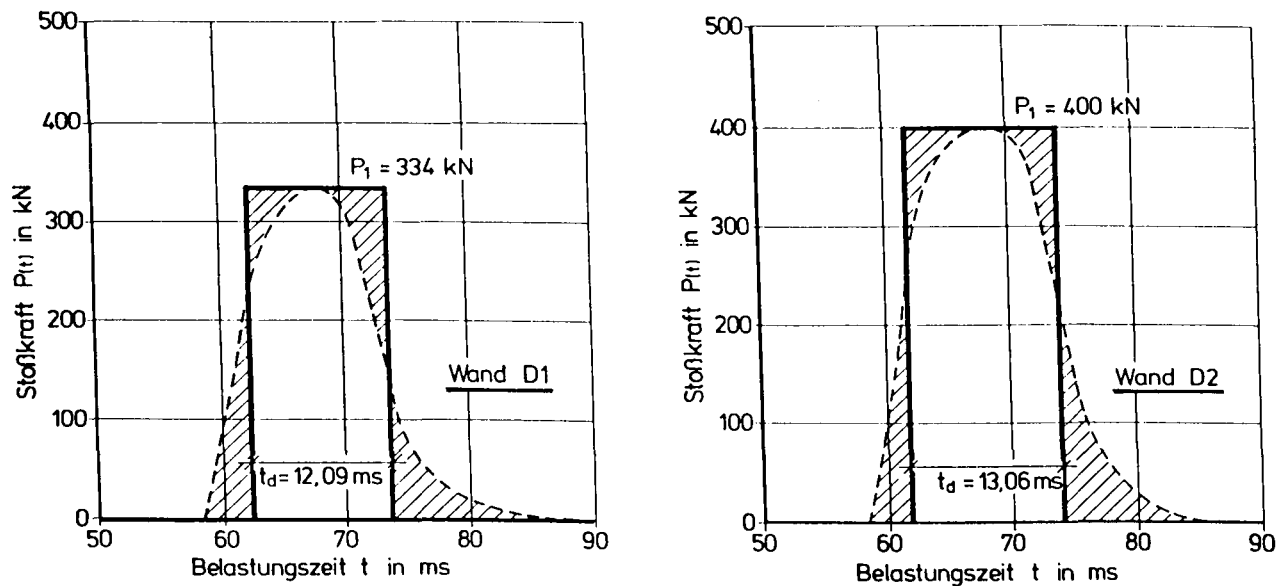
**Bild 13:** Zerstörungskennlinien elastisch-plastischer Systeme mit Rechteckstoß-Belastung /10/.

Durch Plastifizierung des Systems nimmt das Verhältnis von dynamischer zu statischer Traglast für gleiche  $\omega_0' \cdot t_d$ -Werte zu. Bei quasistatischer Belastung des Systems und ideal plastischer Systemantwort erreicht  $\tilde{\lambda}$  mit 1,0 seinen Größtwert. Bei impulsartiger Belastung ( $\omega_0' \cdot t_d \ll \pi$ ) wird  $\tilde{\lambda}$  wesentlich größer als 1. Die Angabe allgemein gültiger Lastfaktoren, die das Verhältnis statischer Traglasten zu Traglasten bei dynamischer, stoßartiger Beanspruchung angeben, ist nicht möglich, weil die Größe des Lastfaktors von der Last-Zeit-Funktion, dem  $\omega_0' \cdot t_d$  - bzw.  $t_d/T$ -Wert, der Eigenform der Biegelinie und der Systemantwort abhängt. Eine genaue dynamische Analyse flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände ist aber rechnerisch nur mit

einem erheblichen Aufwand durchführbar oder durch experimentelle Bauteiluntersuchungen möglich, da streng genommen für jedes Bauteil und/oder für jede Beanspruchungsart (Last-Zeit-Funktion) ein anderer Lastfaktor gilt.

Im folgenden sollen die im Experiment ermittelten Verhältnisswerte von dynamischer zu statischer Traglast der untersuchten laschenverstärkten Mauerwerkswände näherungsweise mit Hilfe der Zerstörungskennlinien rechnerisch nachvollzogen werden. Die theoretischen Grundlagen wurden von Molitz in /10/ ausführlich beschrieben. Sie werden und daher hier nur verkürzt wiedergegeben.

Zunächst sind die Last-Zeitkurven der Wände D1 und D2 durch Flächenausgleich in rechteckförmige Stoßkurven umzurechnen (Bild 14) und hieraus die Belastungszeit  $t_d$  der idealisierten Stoßkurve zu bestimmen.



**Bild 14:** Näherung der Last-Zeit-Verläufe der Versuchswände D1 und D2 durch eine rechteckförmige Stoßkurve

Bei sehr schnell verlaufenden Belastungseinwirkungen (Belastungsdauer  $t_d < T$  des Systems) ist nicht der Belastungsdruck  $P(t)$ , sondern der Impuls  $I$  für die Beanspruchung des Systems maßgebend. Die Eigenschwingzeit  $T$  des Ersatzsystems errechnet sich nach /11/ aus

$$T = 2 \pi \cdot \sqrt{\frac{K_{LM} \cdot M_t}{k_e}} \quad (5.10)$$

Der Impuls  $I$  ist gleich dem bis zum Zeitpunkt  $t_D$  der maximalen Verformung  $w_{0,max}$  aufsummierten Zeitintegral der äußeren Last:

$$I = M_e \cdot \dot{w}_0 = \int_0^{t_D} P(t) \cdot dt \quad (5.11)$$

Mit  $w_0$  wird die Anfangsgeschwindigkeit bezeichnet, die der Impuls  $I$  dem Bauteil mit der Ersatzmasse  $M_e$  erteilt. Die Bewegung des Systems gehorcht der Differenzialgleichung

$$M_e \cdot \ddot{w}_0 + R(w_0; \dot{w}_0) = 0 \quad (5.12)$$

mit den Anfangsbedingungen

$$w_0(t=0) = 0 \quad (5.13)$$

$$\dot{w}_0(t=0) = \dot{w}_0 = \int_0^{t_D} \frac{P(t) dt}{M_e} \quad (5.14)$$

Im weiteren wird davon ausgegangen, daß die Widerstandsfunktion des Ersatzsystems  $R_e$  nicht von der Bauteilgeschwindigkeit  $\dot{w}_0(t)$  abhängt. Somit lautet die Differenzialgleichung der Systemverformung

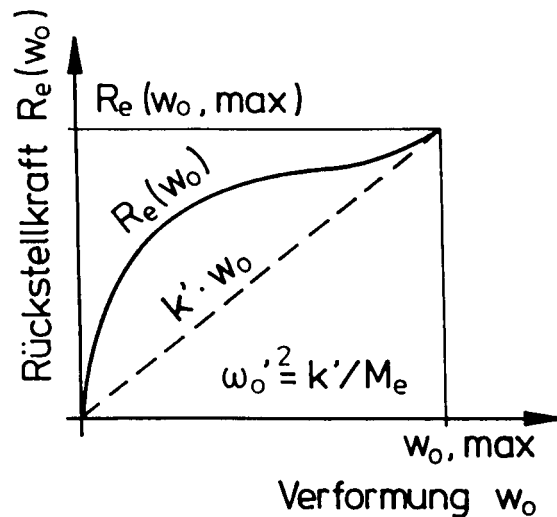
$$m_e \cdot \ddot{w}_0(t) + R_e(w_0) = 0 \quad (5.15)$$

Sie ist Grundlage für die weiteren Betrachtungen, wonach sich der Zusammenhang zwischen dem Impuls  $I$  und dem Verhältnis von dynamischer  $P_{u,dyn}$  zu statischer Traglast  $P_{u,stat}$  des Systems herstellen läßt zu /10/:

$$\frac{I^2 \cdot \omega_0'^2}{P_{u,stat}^2} = 2 \cdot \frac{P_{u,dyn}}{P_{u,stat}} \quad (5.16)$$

Mit  $\omega_0'$  wird die Eigenkreisfrequenz eines elastischen Ersatzsystems bezeichnet, das bei derselben Endauslenkung  $w_{0,max}$  dieselbe Rückstellkraft

$R_e(w_{0,max})$  besitzt wie das reale elastische plastische System, einerlei wie der Verlauf der Kurve der Rückstellkraft  $R_e(w_0)$  ist (Bild 15).



**Bild 15:** Definition der scheinbaren Eigenkreisfrequenz  $\omega'_0$  /10/

In /10/ werden für verschiedenartige Systemantworten Gleichungen für den Impuls angegeben:

rein plastisches System: 
$$\omega'_0 \cdot \frac{I}{P_{u,stat}} = \sqrt{2} \quad (5.17)$$

elastisch-plastisches System: 
$$\omega'_0 \cdot \frac{I}{P_{u,stat}} = \sqrt{2 - \frac{w_{0,el}}{w_{0,max}}} \quad (5.18)$$

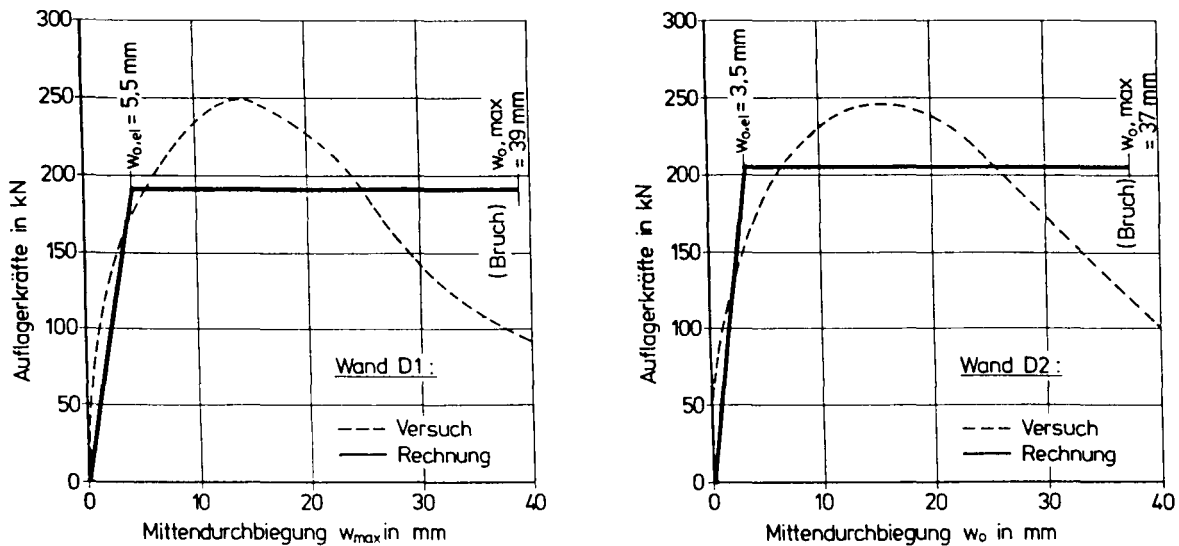
rein elastisches System: 
$$\frac{\omega'_0 \cdot I}{P_{u,stat}} = 1; \quad \omega'_0 = \omega_0 \quad (5.19...5.20)$$

Bei bekannten Zahlenwerten für die statische Grenzlast  $P_{u,stat}$ , für den Impuls  $I$  und für die elastische Verformung  $w_{0,el}$  bzw. für die maximale Verformung  $w_{0,max}$  kann die scheinbare Eigenkreisfrequenz  $\omega'_0$  bestimmt und der Verhältniswert von dynamischer zu statischer Grenzlast aus den Zerstörungskennlinien abgelesen werden.

Bei der Überprüfung von Versuchsergebnissen waren die Werte von  $w_{0,el}$  und  $w_{0,max}$  den Meßprotokollen entnommen worden. Bei Tragfähigkeitsabschätzungen ist die Kenntnis der qualitativen Form der Rückstellfunktion ausreichend. So ist z.B. bei plastischer Systemantwort  $w_{0,el}/w_{0,max} = 0$ , bei idealem elastisch-plastischem Bauteilverhalten  $w_{0,el}/w_{0,max} = 0,5$ . Bei der Über-



prüfung der Versuchsergebnisse wurden die Verformungswerte  $w_{0,el}$  und  $w_{0,max}$  nach Idealisierung der Auflagerkraft-Durchbiegungskurven (Rückstellkurven) von D1 und D2 aus dem Bild 45 durch Flächenausgleich bestimmt (siehe Bild 16).



**Bild 16:** Idealisierung der Rückstellkurven der Versuchswände D1 und D2

Nach Multiplikation von  $\omega'_0$  mit der Belastungsdauer des Rechteckstoßes  $t_d$  und Projektion des Produktes von  $\omega'_0 \cdot t_d$  auf die maßgebende Kurve der Zerstörungskennlinien kann auf der Ordinatenachse der theoretische Wert von  $P_{u,dyn}/P_{u,stat}$  abgelesen werden. In Tabelle 08 sind die Zwischenergebnisse der Berechnungen zusammengefaßt.

		Versuchswände	
		D1	D2
$F_{u,stat}$ 1)	(kN)	100	100
$F_{u,dyn}$	(kN)	332	400
$t_d$	(ms)	12,09	13,06
$I$	(kNms)	4014,7	5225,6
$T$	(ms)	31,56	31,56
$\omega_e$	(1/s)	199,05	199,05
$w_{0,el}$	(mm)	5,5	3,5
$w_{0,max}$	(mm)	39	37
$\omega'_0$		0,0339	0,0264
$\omega'_0 \cdot t_d$	(-)	0,437	0,344
$\frac{P_{u,dyn}}{P_{u,stat}}$ cal		3,6	4,2
$\frac{P_{u,dyn}}{P_{u,stat}}$ exp		3,32	4

1) von S2 für  $w = w_{0,max}(dyn)$

**Tabelle 08:** Zwischenergebnisse von Berechnungen zur Bestimmung von  $P_{u,dyn}/P_{u,stat}$

Bild 17 zeigt die Zerstörungskennlinien von Bild 13 für Rechteckstoßbelastung von Einmassenschwingern, in das die theoretischen Lastfaktoren von D1 und D2 als Einzelpunkte eingetragen wurden.

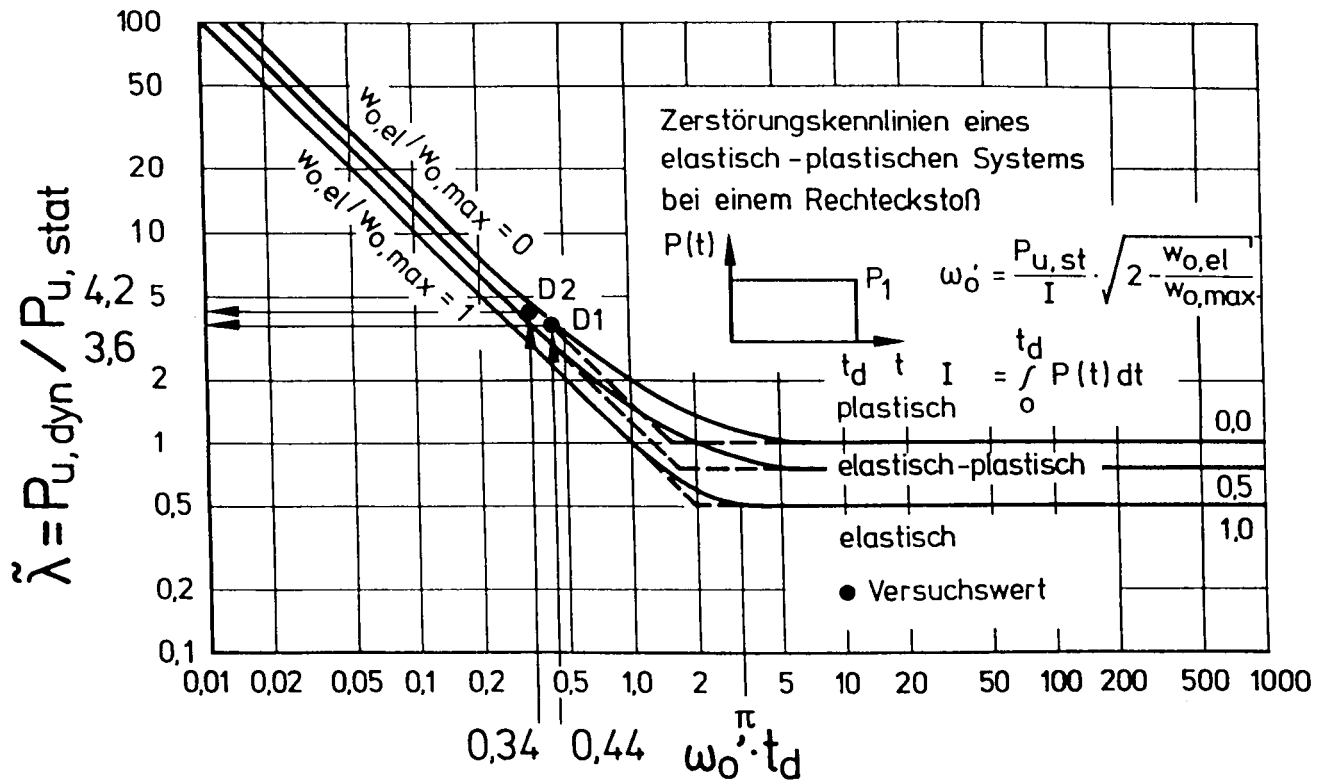


Bild 17: Zerstörungskennlinien

Im Versuch war ein ausgeprägt duktiler Bauteilverhalten laschenverstärkter Mauerwerkswände mit einem hohen Anteil plastischer Verformungen festgestellt worden. Bei somit gerechtfertigter Annahme elastisch-plastischen Bauteilverhaltens ergeben sich theoretische Lastfaktoren von 3,6 bzw. 4,2, die mit den gemessenen Werten gut übereinstimmen. Es wird weiterhin deutlich, daß der gemessene Wert nur Rückschlüsse auf einen kleinen Bereich möglicher Lastfaktoren zuläßt. Der Lastfaktor ist von den Parametern Lastfunktion, Systemantwort (elastisch, elasto-plastisch oder plastisch), Eigenkreisfrequenz und Belastungsdauer abhängig. Der gemessene Wert gilt nur für die den Untersuchungen zugrunde liegenden speziellen Parameter-eigenschaften und ist daher nicht allgemein übertragbar.

## 6.0 Zusammenfassung

Es war zu prüfen, ob die Biegetragfähigkeit von Mauerwerkswänden durch angedübelt Stahllaschen so erhöht werden kann, daß derartig verstärkte Kellerwände als seitliche Umfassungsbauteile in vorhandenen Gebäuden nachträglich zu errichtender Schutzräume genutzt werden können. Durch statische und dynamische Prüfung von Wänden gleicher Materialeigenschaften und Abmessungen sollte das Verhältnis von dynamischer zu statischer Tragfähigkeit ermittelt und zur Anwendung so bestimmter Lastfaktoren bei der Bemessung dynamisch beanspruchter laschenverstärkter Mauerwerkswände mit Hilfe statischer Berechnungsmethoden Stellung genommen werden.

Zur Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens laschenverstärkter Mauerwerkswände wurden vier Mauerwerkswände aus Kalksandsteinmauerwerk in transportablen Rahmen hergestellt und Stahllaschen auf der Biegezugseite der Wände mit Hilfe von Injektionsankern befestigt. Bei zwei Wänden waren die Stahllaschen durch Anschweißen an den Prüfraumen zusätzlich zugfest endverankert worden. Zur Simulierung von Wandauflasten wurden die Wände durch außenliegende Spannglieder zentrisch vorgespannt und anschließend liegend wie Balken geprüft. Zwei Wände wurden dynamisch, zwei weitere statisch geprüft. Die Belastung wurde jeweils in Form von zwei Einzellasten aufgebracht. Die dynamische Beanspruchung wurde mit Hilfe eines Fallgewichtes erzeugt. In begleitenden Materialuntersuchungen wurden Werkstoffkennlinien von Mauerwerk und der Stahllaschen für die rechnerische Überprüfung der Versuchsergebnisse bestimmt.

Es wurde festgestellt, daß die Biegetragfähigkeit von Mauerwerkswänden durch angedübelt Stahllaschen erhöht werden kann und daß diese Verstärkungsmaßnahme für die Ertüchtigung gemauerter Kellerwände von Schutzräumen geeignet sind.

An statisch beanspruchten Wänden ohne Endverankerung der Stahllaschen traten größere Dübelkräfte auf als an Wänden mit endverankerten Laschen. Bei fehlender Endverankerung nahmen die Dübelkräfte von Wandmitte bis zu den Wandenden kontinuierlich zu. Durch Endverankerung der Laschen wurde eine bessere Verteilung der Dübelkräfte sowie ein duktileres Verformungsverhalten der Wände erreicht und vorzeitiges Wandversagen infolge Dübelbruch vermieden. Die Tragfähigkeit der Mauerwerkswände in ihrer Biegedruckzone wurde dabei vollständig ausgenutzt. Die statisch beanspruchten Wände versagten durch Dübelbruch oder Biegedruckbruch. Der Traglastzustand dynamisch beanspruchter Wände wurde durch Zugbruch der Stahllaschen im Bereich des durch

die Dübellöcher reduzierten Laschenquerschnittes erreicht. Die Endverankerung der Laschen hatte keinen Einfluß auf die Versagensart dynamisch beanspruchter Wände. Das Rißverhalten statisch beanspruchter Wände unterschied sich grundsätzlich von dem der Wände mit dynamischer Belastung. Bei statischer Lastaufbringung stellte sich eine gute Rißverteilung über die gesamte Wand ein. Bei den dynamisch beanspruchten Wänden konzentrierte sich die Rißbildung auf die Prüfkörpermitte, wo sich nach dem Versagen der Laschen ein klaffender Riß ausbildete.

Die kurz vor dem Bruch an den dynamisch beanspruchten Wänden gemessenen Durchbiegungen waren trotz unterschiedlichen Rißverhaltens fast genauso groß wie die der statisch beanspruchten Wände. Bei Vermeidung vorzeitigen Dübelversagens zeigen laschenverstärkte Mauerwerkswände ein duktiles Verformungsverhalten mit einem hohen Anteil an plastischen Verformungen. Durch Verstärkung wurde bei den statisch beanspruchten Wänden eine Traglaststeigerung von bis zu 230 % erreicht. Mit Hilfe des vorgestellten Rechenverfahrens konnte das Trag- und Verformungsverhalten laschenverstärkter statisch beanspruchter Wände mit guter Übereinstimmung gemessener und berechneter Größen nachvollzogen werden.

Die Verhältnismerte von dynamischer zu statischer Bruchlast betrugen 3,3 bzw. 4,0. Diese Werte konnten anhand aus der Literatur entnommener Zerstörungskennlinien theoretisch nachvollzogen werden. Die Verwendung dieser Verhältnismerte als Lastfaktoren für die Bemessung dynamisch beanspruchter laschenverstärkter Mauerwerkswände ist nur dann möglich, wenn die diesen Untersuchungen zugrunde liegenden Randbedingungen hinsichtlich Belastungsart, Last-Zeit-Funktion und Systemantwort auf die Gegebenheiten im Bauwerk übertragbar sind. So ist zu vermuten, daß bei länger einwirkender maximale Stoßlast und vergleichbarem Bauteilverhalten der dynamische Lastfaktor bis auf einen Wert von 1,0 absinkt.

Welchen Schutz eine Sicherheitszelle aus verstärktem Mauerwerk bietet, kann nicht allein aus Bauteiluntersuchungen abgeleitet werden. Versuchsergebnisse und rechnerische Abschätzungen ersetzen nicht maßstabsgerechte Großversuche. Die experimentelle Untersuchung des Tragverhaltens verschiedenartig ausgebildeter Wandanschlußpunkte im Bereich angrenzender Stahlbetondecken und -sohlen sowie angrenzender Wände an einem schutzraumartigen Baukörper mit verstärkten Mauerwerkswänden unter dynamischer Beanspruchung wird für notwendig gehalten.

## Literaturverzeichnis

- /1/ Kordina, K.; Westphal, Th.; Gunkler, E.:  
Untersuchungen zur Standsicherheit von Wänden in alter Bausubstanz unter Horizontaldruck.  
Abschlußbericht Az.: ZS8-122-42, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, November 1986.
- /2/ Kordina, K.; Gunkler, E.:  
Biegetragfähigkeit von Mauerwerk mit den Eigenschaften alter Bausubstanz unter Druckbeanspruchung.  
Abschlußbericht Az.: ZS8-122-42 und BI7 810787-6, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Juni 1988.
- /3/ Kordina, K.; Gunkler, E.:  
Bauliche Maßnahmen zur nachträglichen Ertüchtigung von Mauerwerk aus vorhandener Bausubstanz zur Erhöhung ihrer Biegetragfähigkeit, 1. Forschungsabschnitt.  
Untersuchungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig.
- /4/ Hilti-Jahrbuch der Befestigungstechnik Anker- und Dübelmontage, Ausgabe Juli 1990.
- /5/ Bode, H.:  
Verbundbau. Werner-Verlag 1987.
- /6/ Eibl, J.; Häußler, U.; Retzepis, I.:  
Zur numerischen Ermittlung der Vorspannkräfte bei Vorspannung ohne Verbund.  
Bauingenieur (65) 1990, S. 227 - 233.
- /7/ Programmsystem DLT PC des Instituts für Baustofftechnologie und Massivbau der Universität Karlsruhe (1989).
- /8/ Rehm, G.; Eligehausen, R.:  
Befestigungstechnik.  
Betonkalender 1988 Teil II, Verlag Ernst und Sohn.
- /9/ Mayrhofer, Chr.:  
Plattentragswirkung gemauerter Wände mit Bewehrung unter Druckstoßbelastung.  
Untersuchungsbericht des Ernst-Mach-Instituts, 1991.
- /10/ Molitz, H.:  
Druckstoßwirkung auf einfache Objekte, Teil I und II.  
Schutzbau-Seminar im Ernst-Mach-Institut, Weil am Rhein, 1962.
- /11/ Biggs, J.M.:  
Introduction of structural dynamics.  
McGraw-Hill book company, New York, 1964.

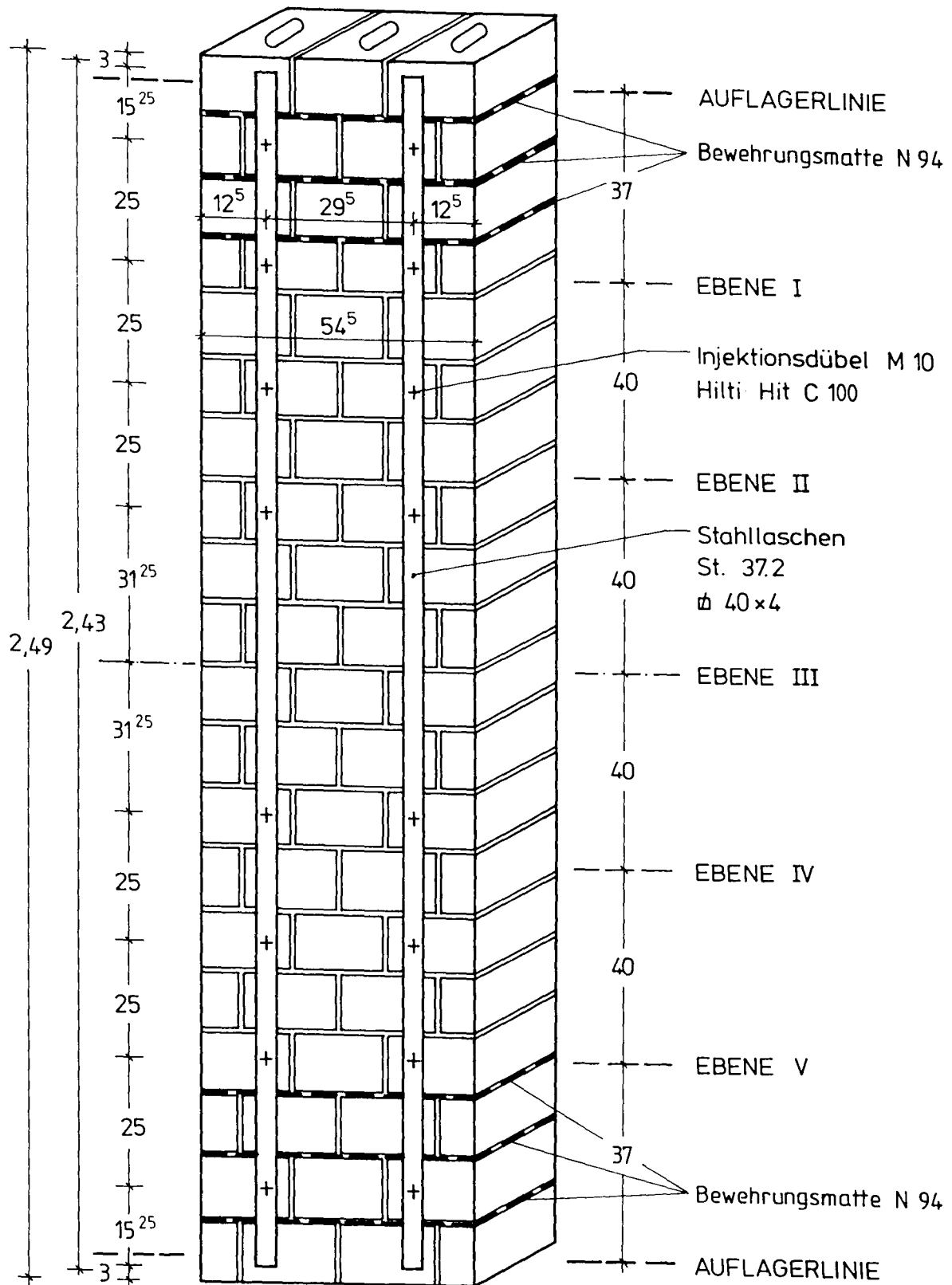
# **A N H A N G**

zum Abschlußbericht über

**NACHTRÄGLICHE ERHÖHUNG DER BIEGETRAG-  
FÄHIGKEIT VON MAUERWERKSWÄNDEN DURCH AN-  
GEDÜBELTE STAHLASCHEN UNTER BERÜCKSICH-  
TIGUNG EINER DYNAMISCHEN BELASTUNG**

Der Anhang umfaßt

40 Bilder

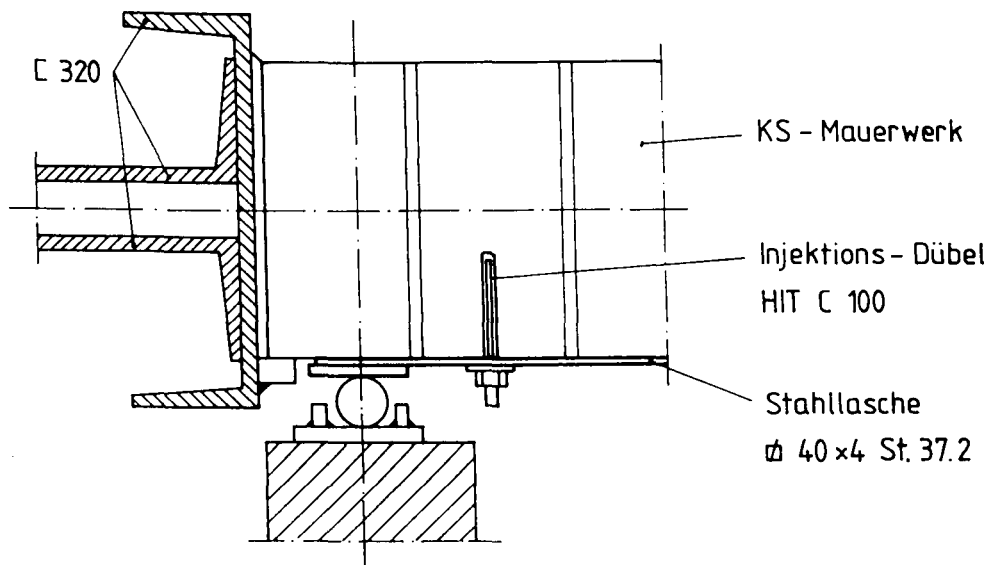


**Bild 18:** Konstruktiver Aufbau der Versuchswände

Auflagerdetails : ( Vereinfachte Darstellung )

Versuchskörper D1

Stahllasche nicht endverankert



Versuchskörper D2

Stahllasche durch Anschweißen  
endverankert

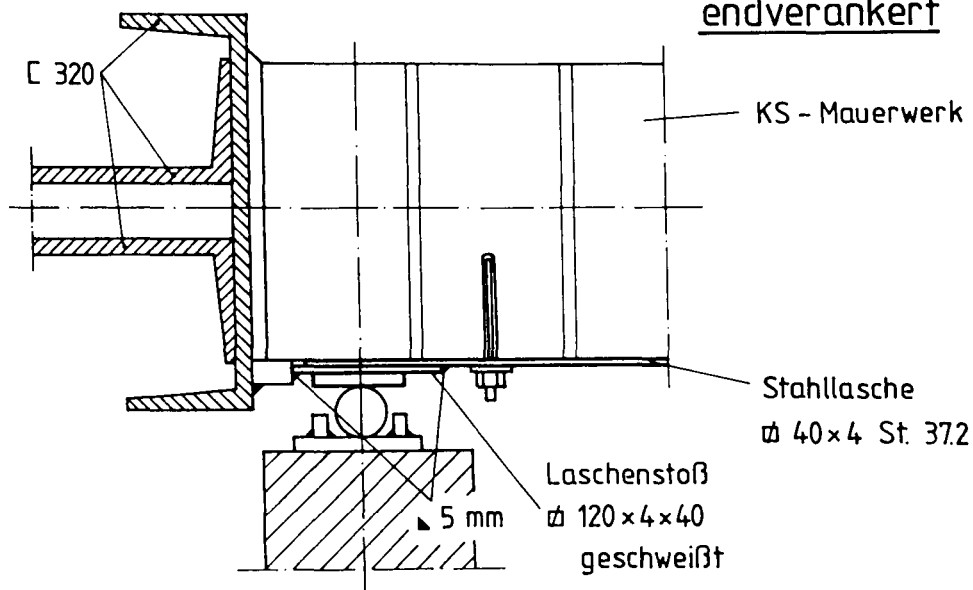


Bild 19: Endverankerung der Stahllaschen (schematische Darstellung)



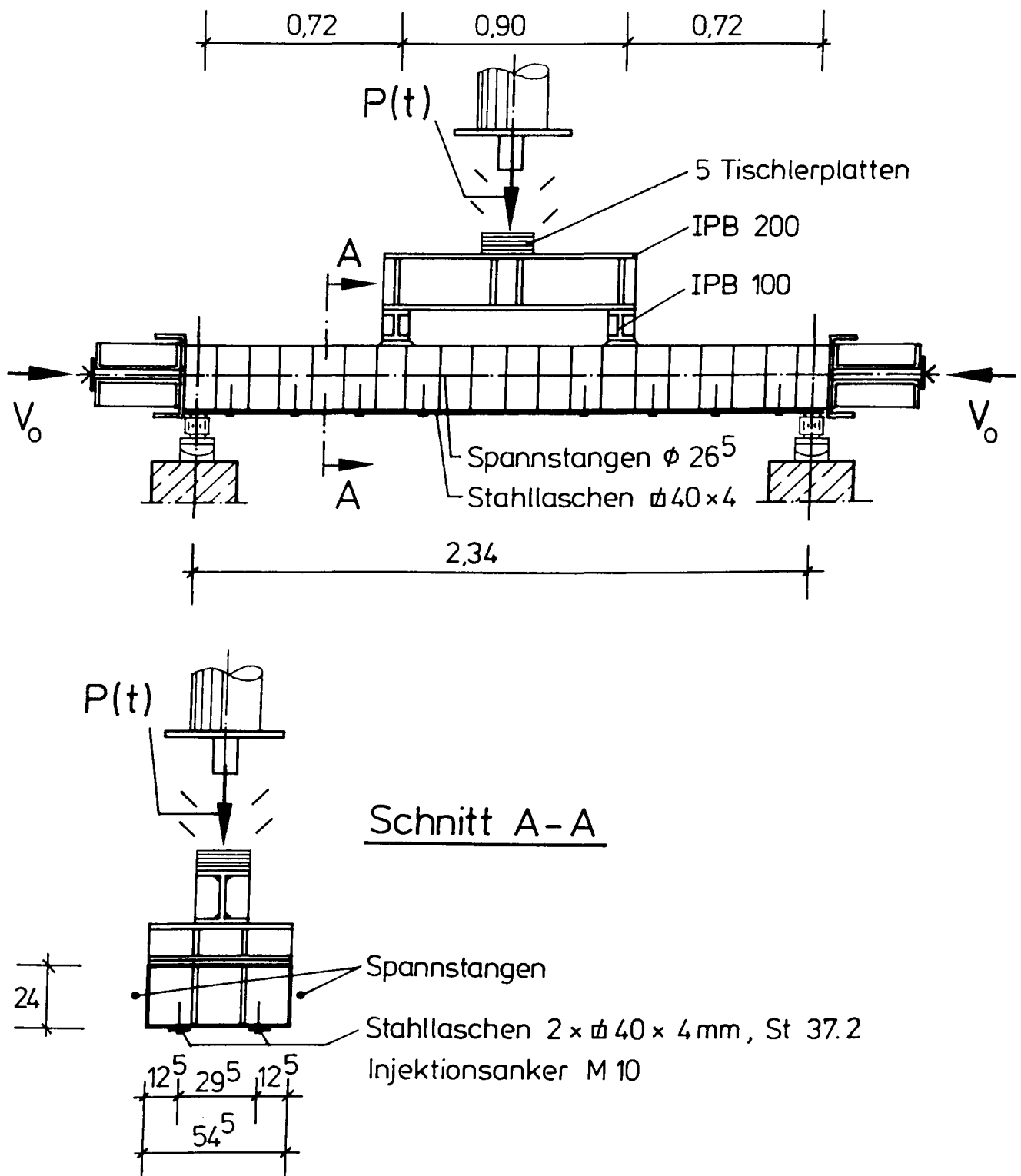


Bild 20:    Aufbau des Versuchsstandes dynamisch geprüfte Wände

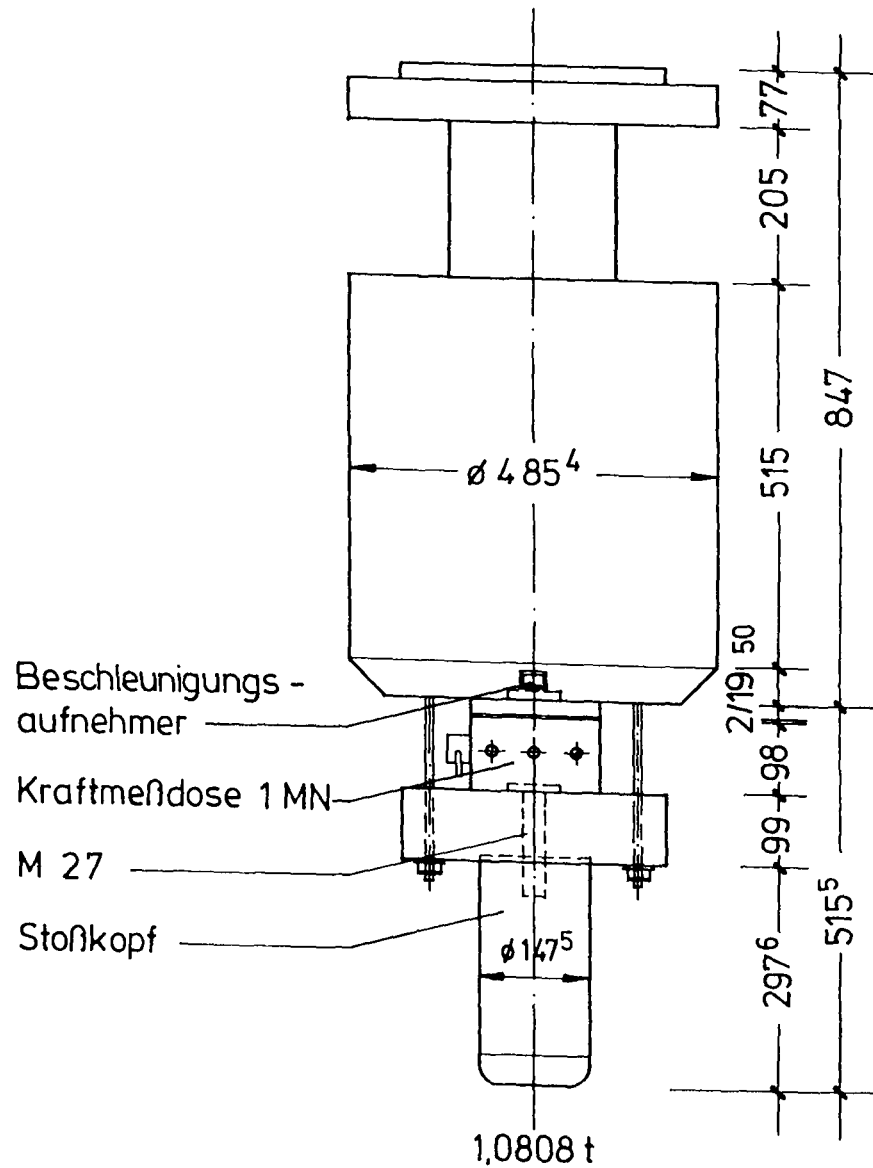


Bild 21: Fallgewicht und Meßeinrichtung für die Aufbringung der Stoßlast

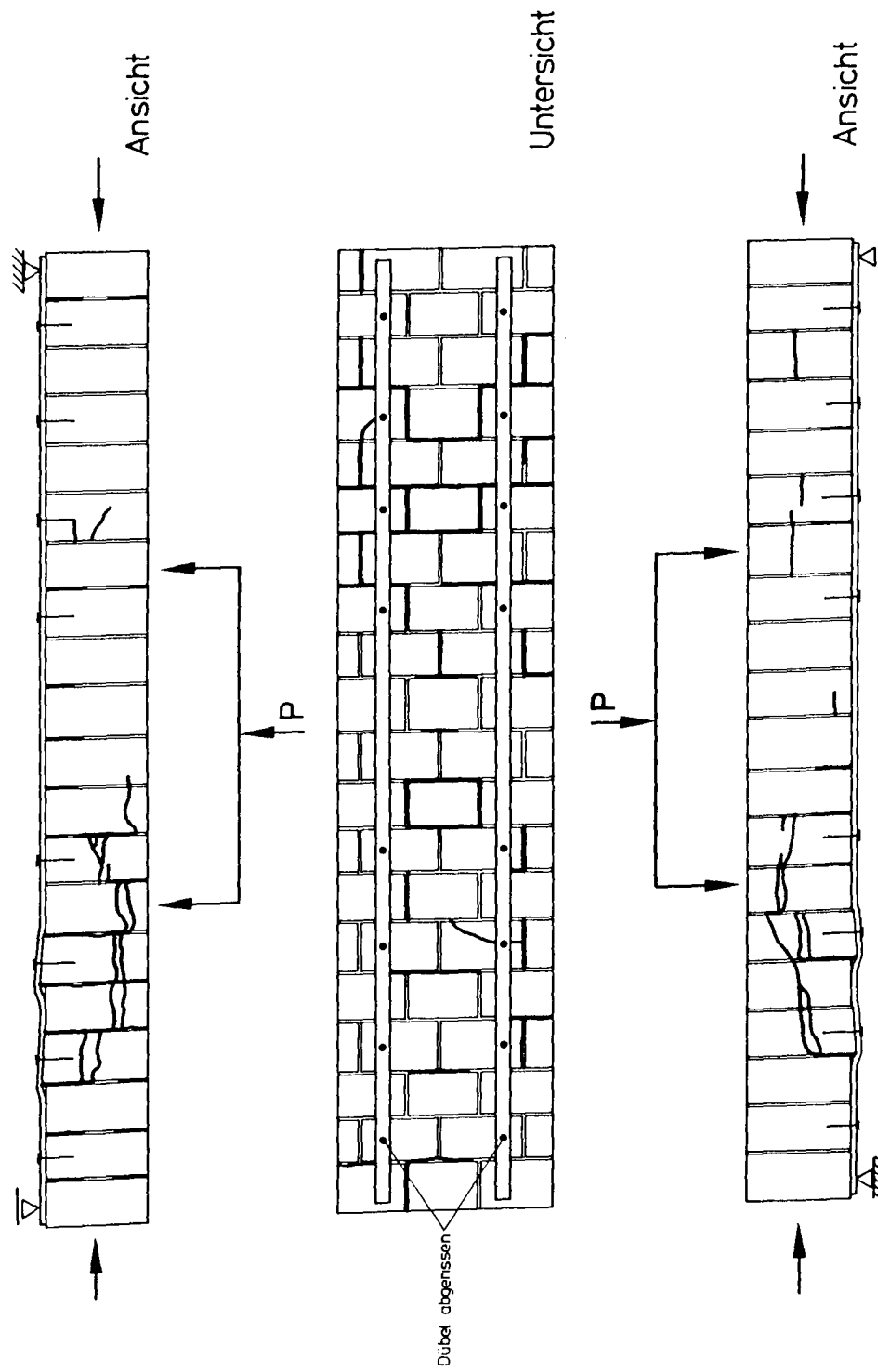


Bild 22: Rißbild der Wand S1

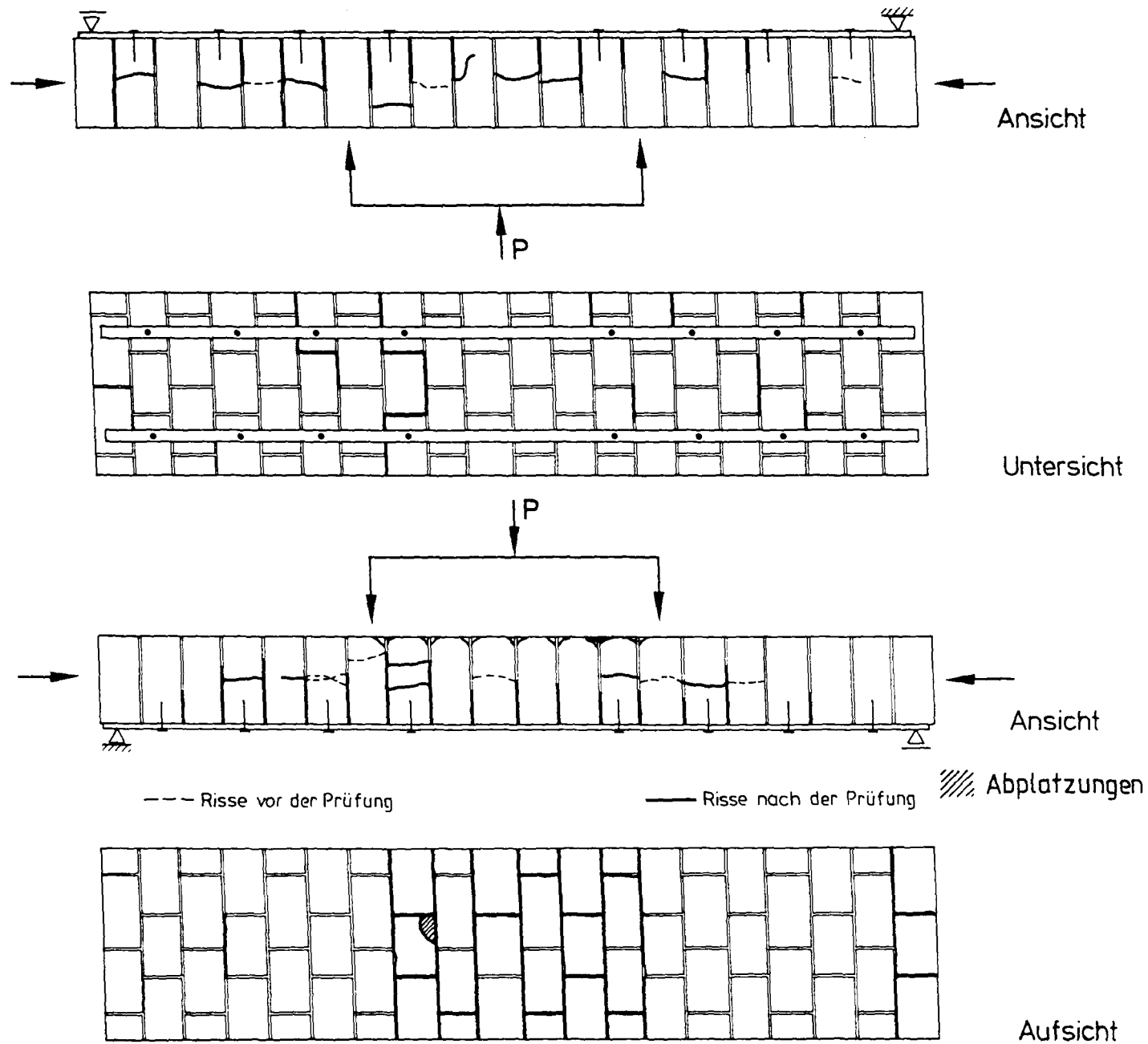


Bild 23: Rißbild der Wand S2

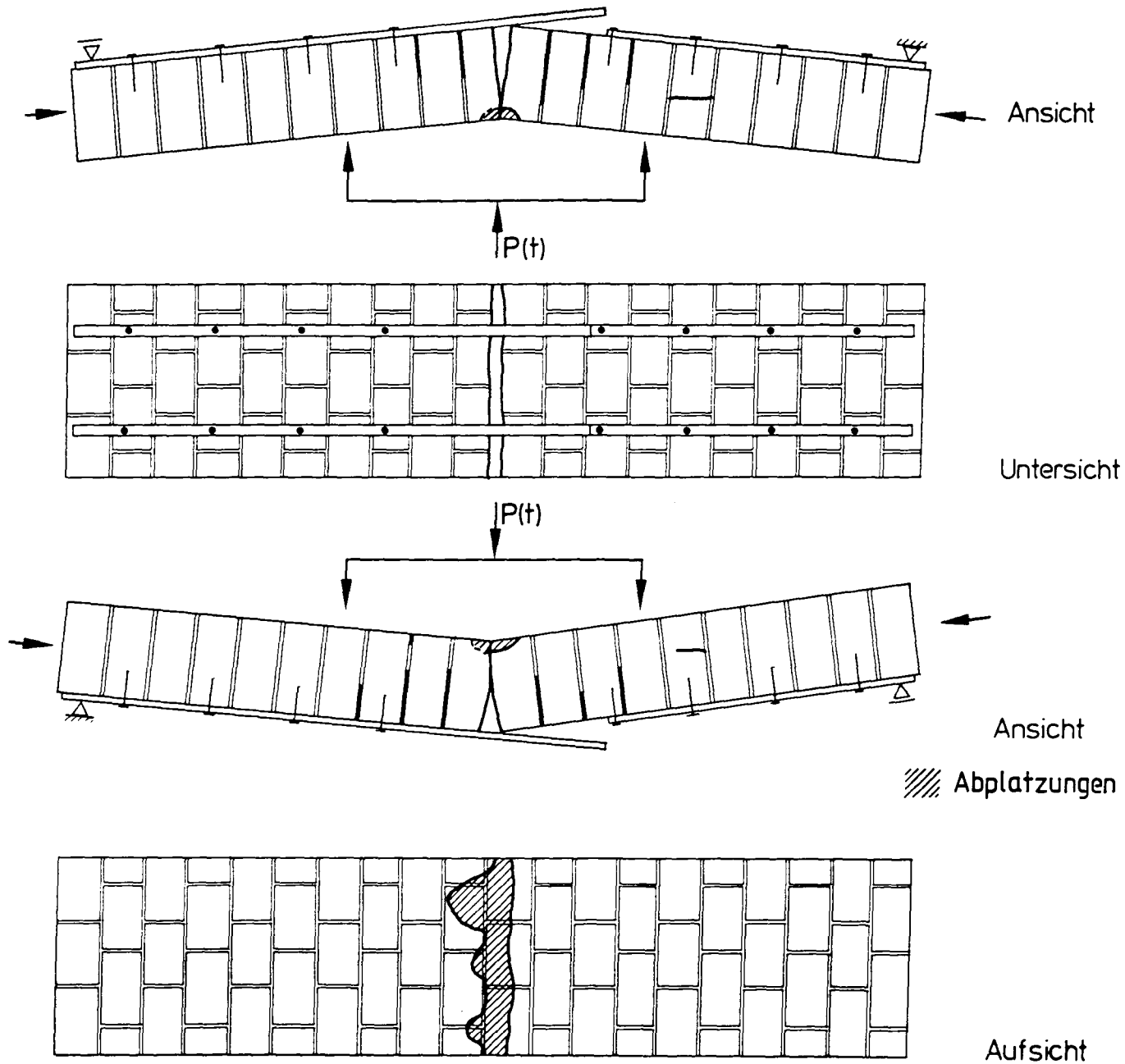


Bild 24: Reißbild der Wand D1

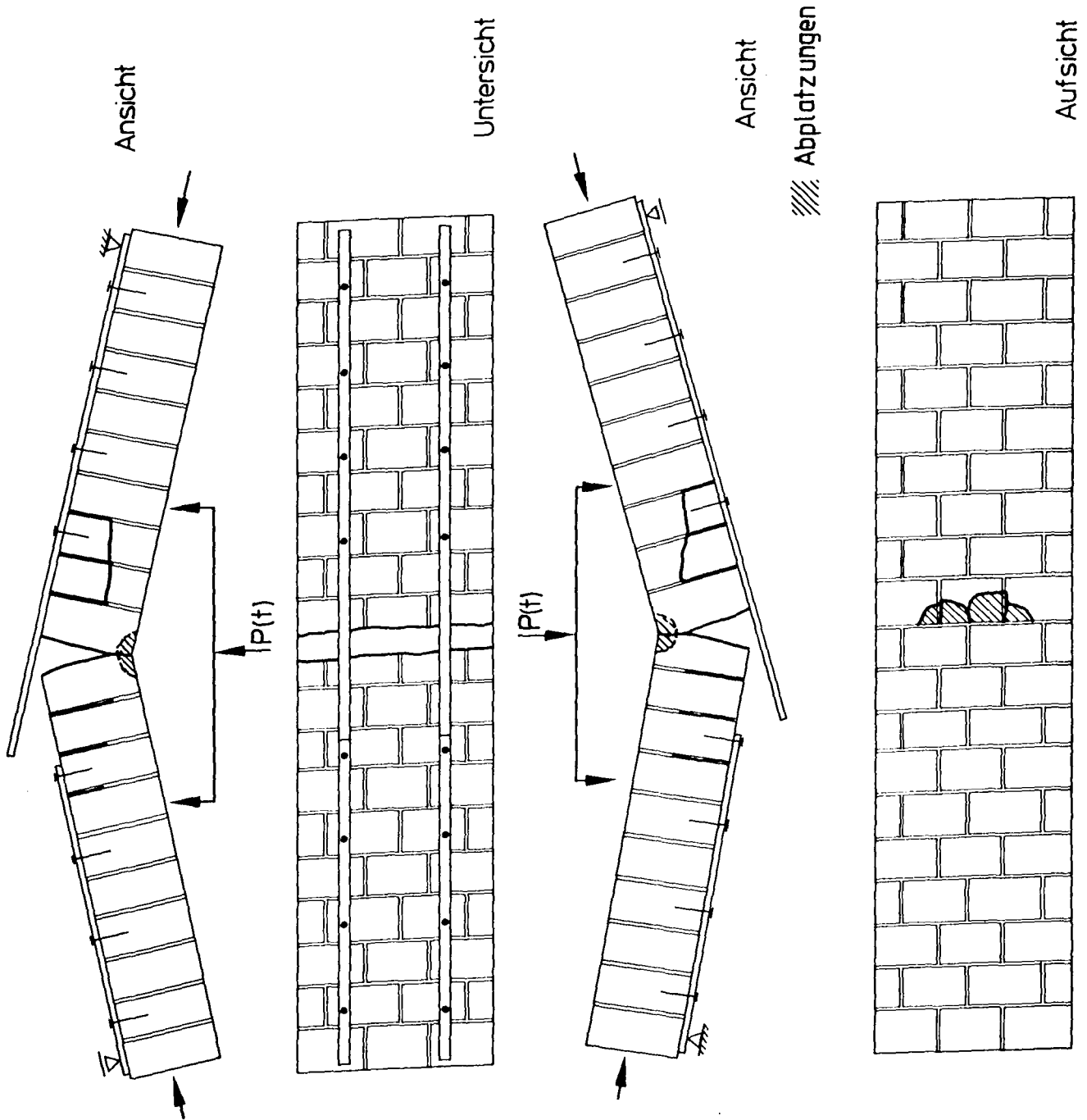


Bild 25: Rißbild der Wand D2

# Meßstellenanordnung

## Statische Prüfung

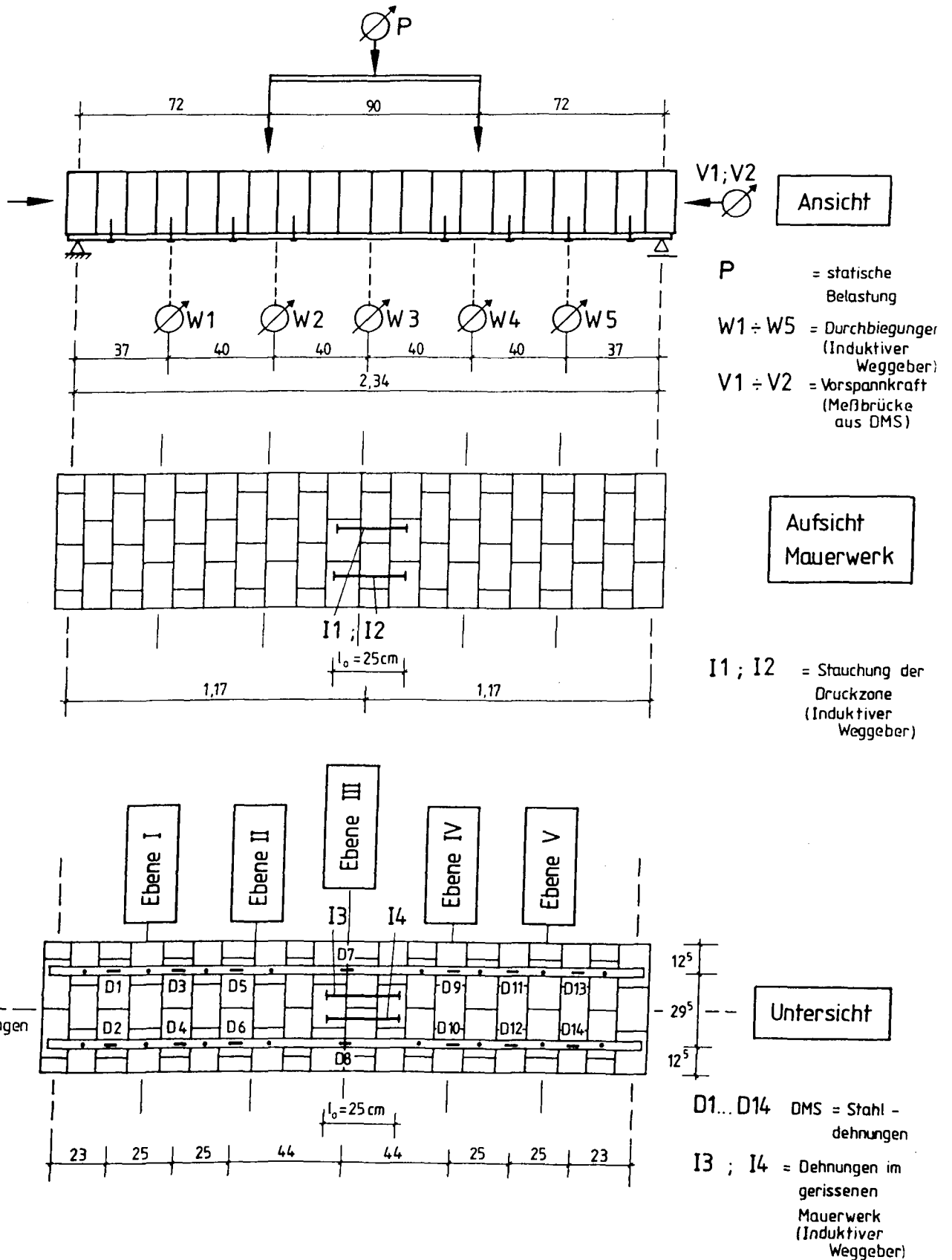


Bild 26: Meßstellenbelegungsplan der Wände S1 und S2

# Meßstellenanordnung

## Dynamische Prüfung

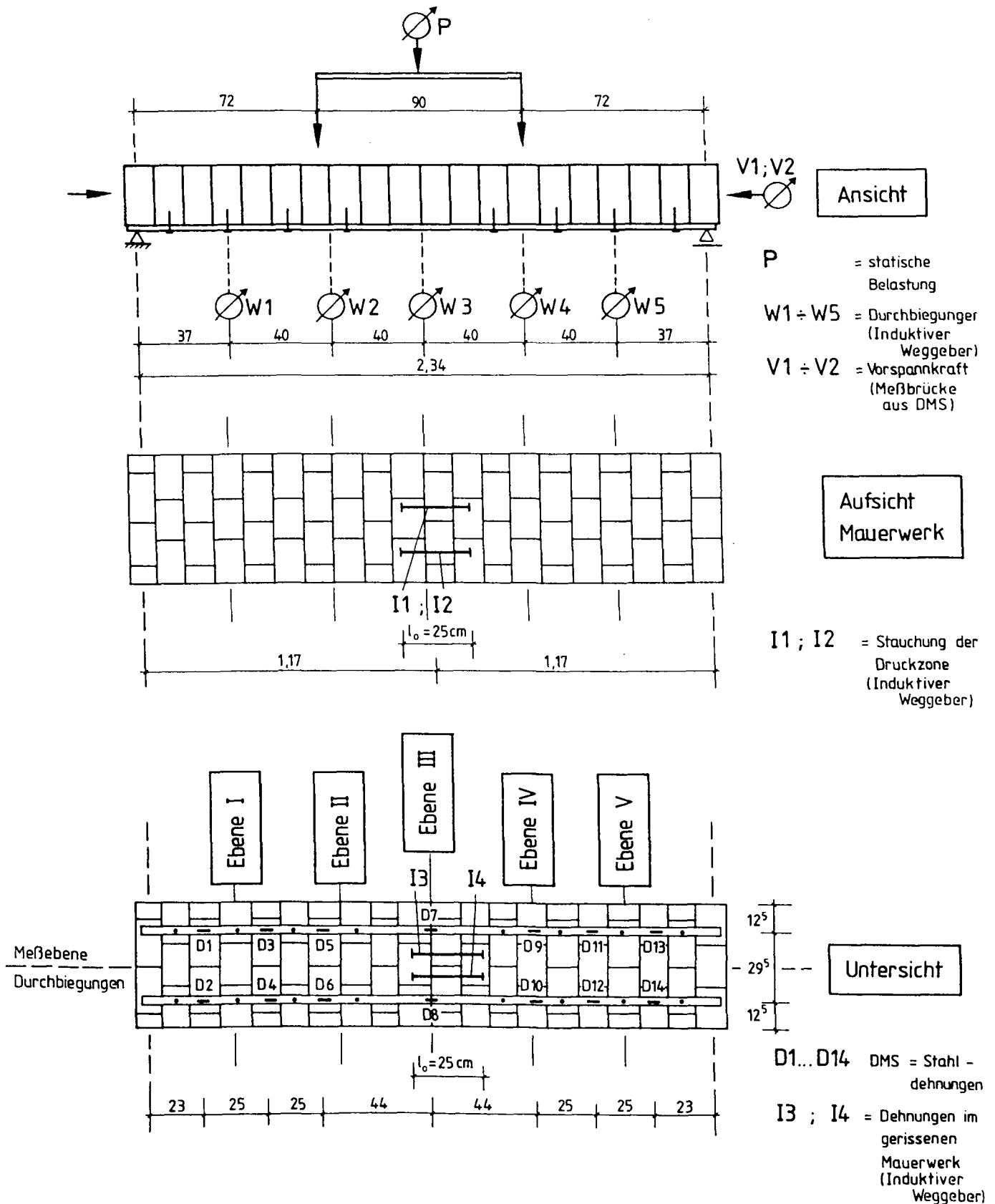


Bild 27: Meßstellenbelegungsplan der Wände D1 und D2



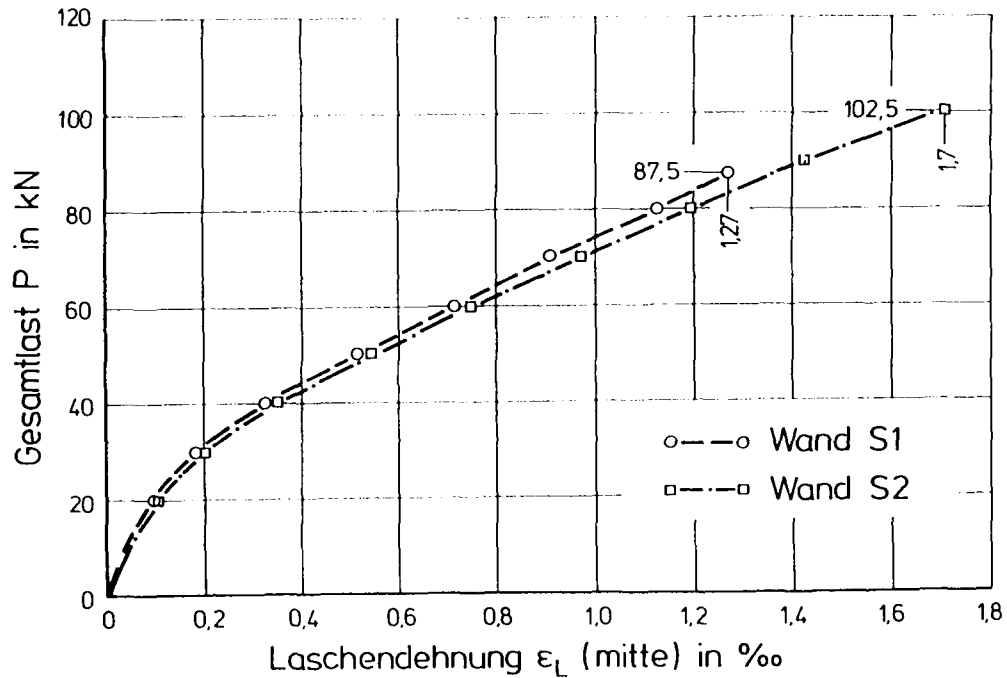


Bild 28: Wände S1 und S2: Dehnungen der Stahllaschen in Prüfkörpermitte

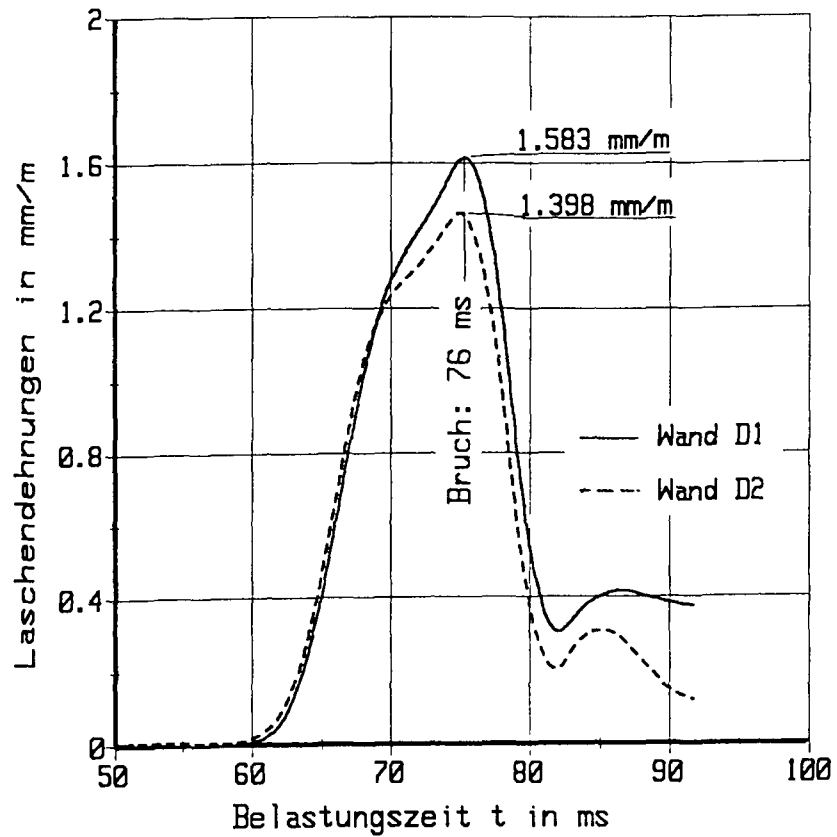


Bild 29: Wände D1 und D2: Zeitabhängige Dehnungen der Stahllaschen

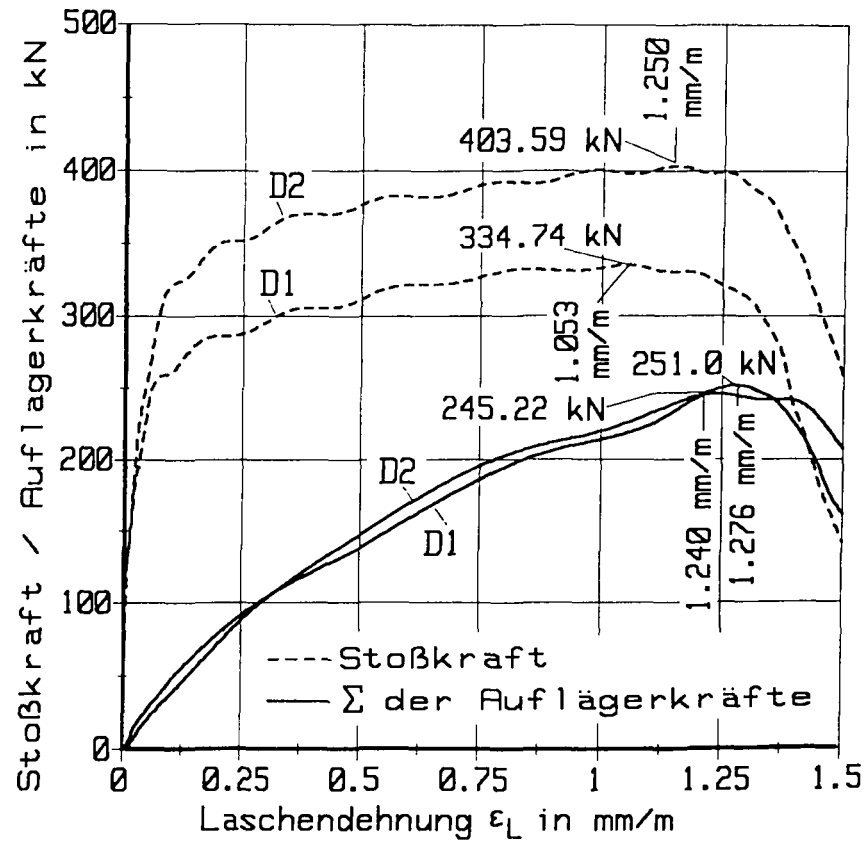


Bild 30: Wände D1 und D2: Beziehung zwischen Belastung und Laschendehnung

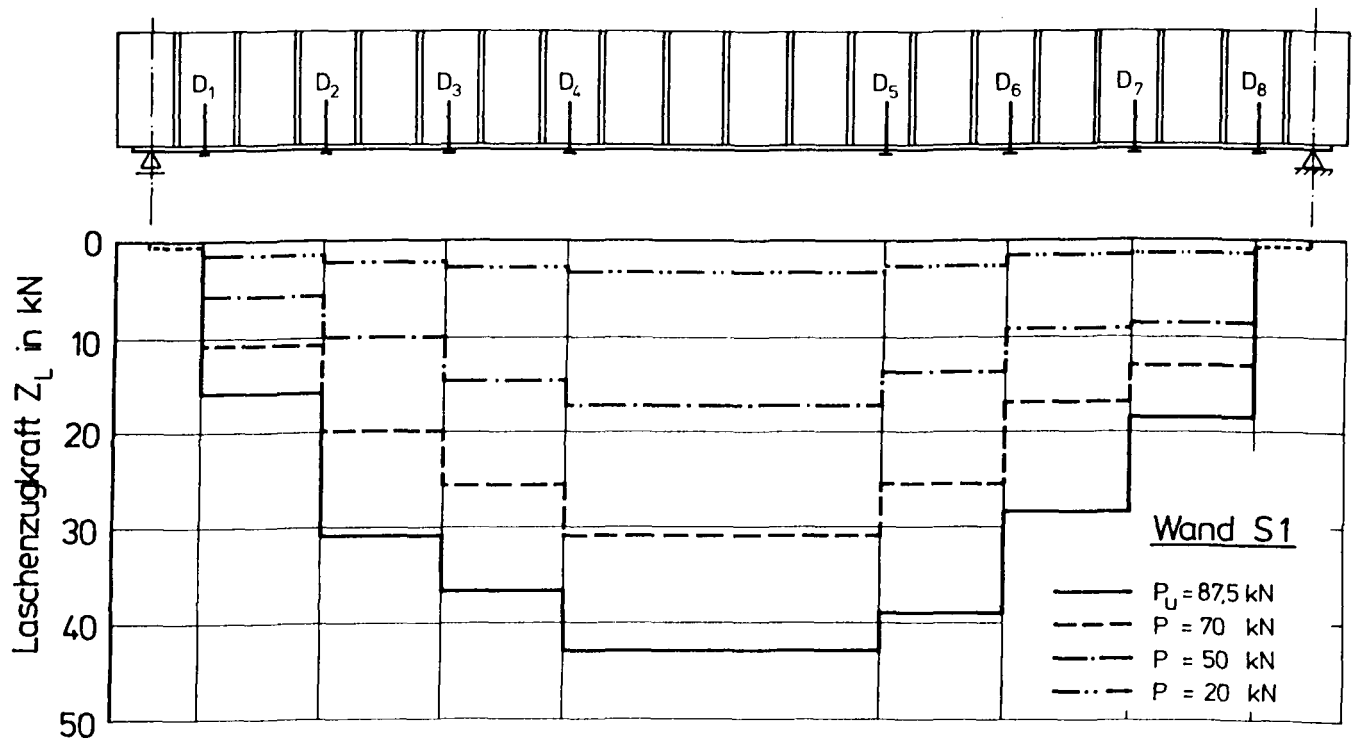


Bild 31: Verteilung der Zugkräfte in den Laschen der Versuchswand S1

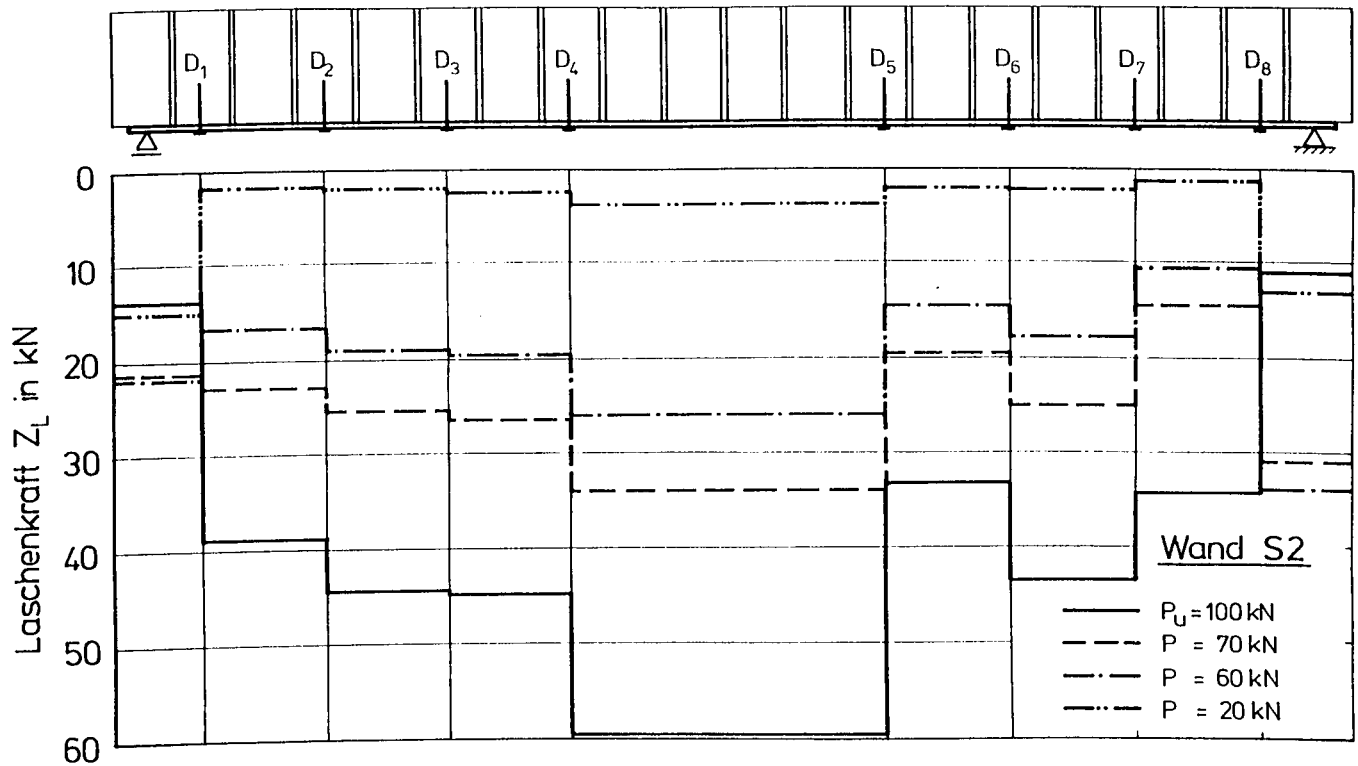


Bild 32: Verteilung der Zugkräfte in den Laschen der Versuchswand S2

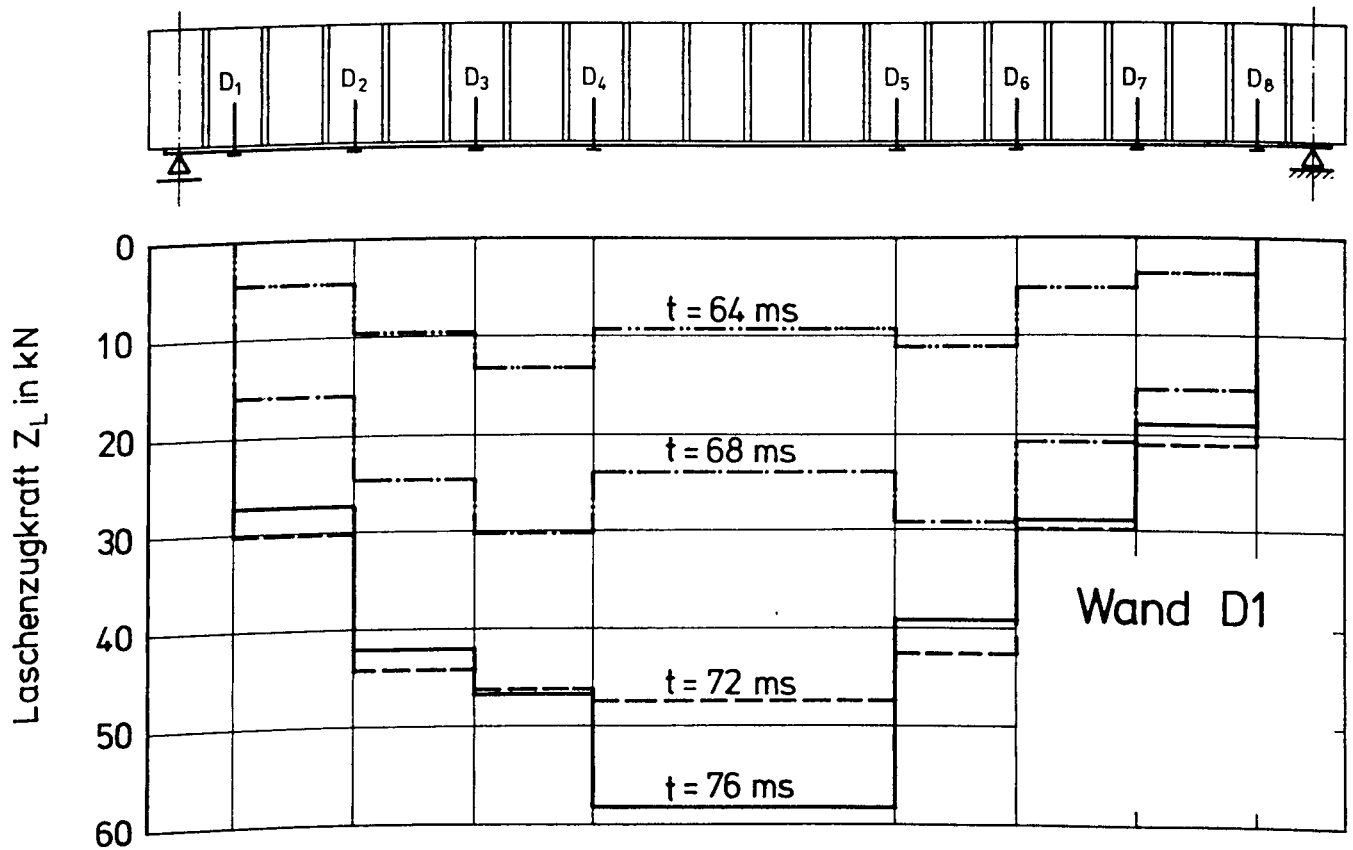


Bild 33: Verteilung der Zugkräfte in den Laschen der Versuchswand D1

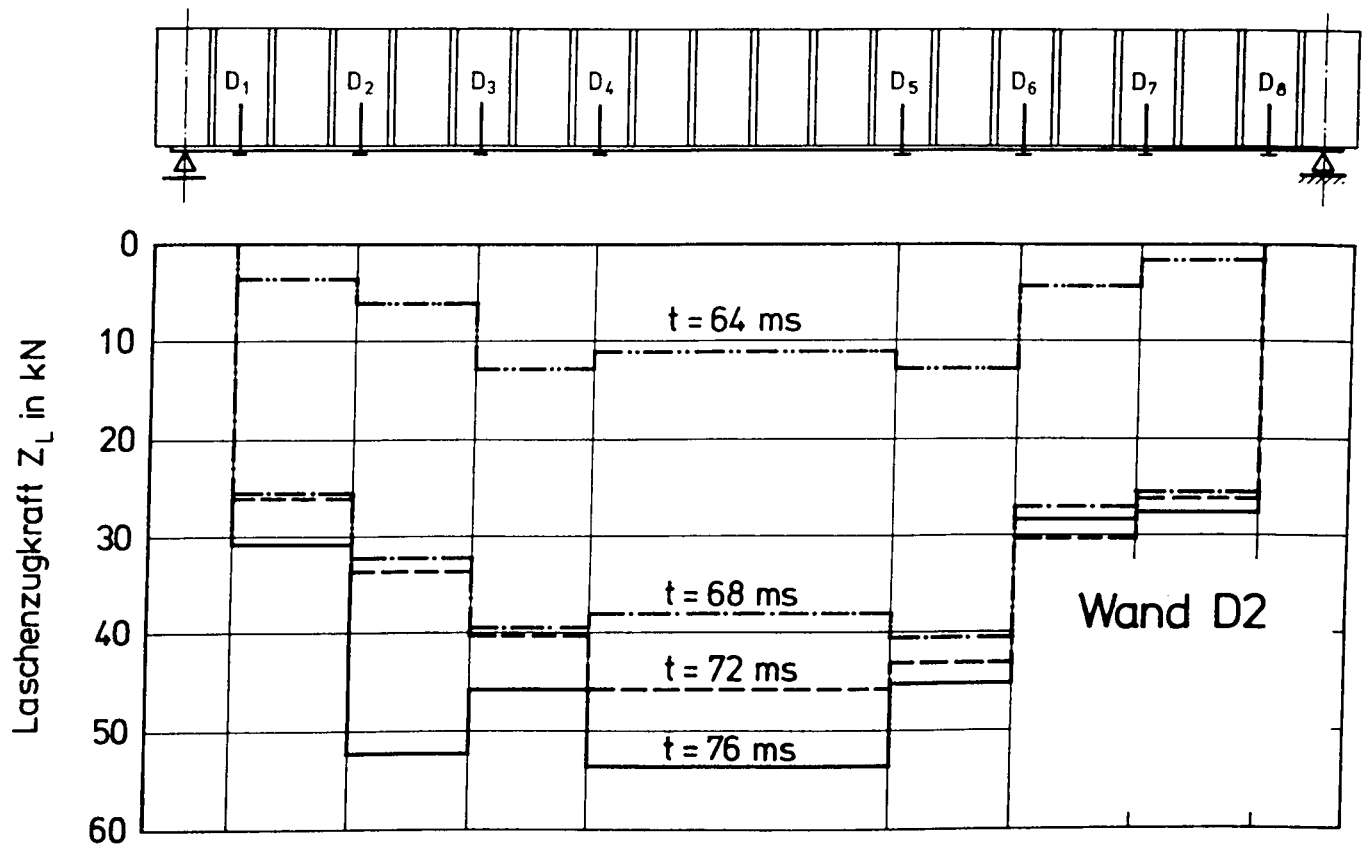


Bild 34: Verteilung der Zugkräfte in den Laschen der Versuchswand D2

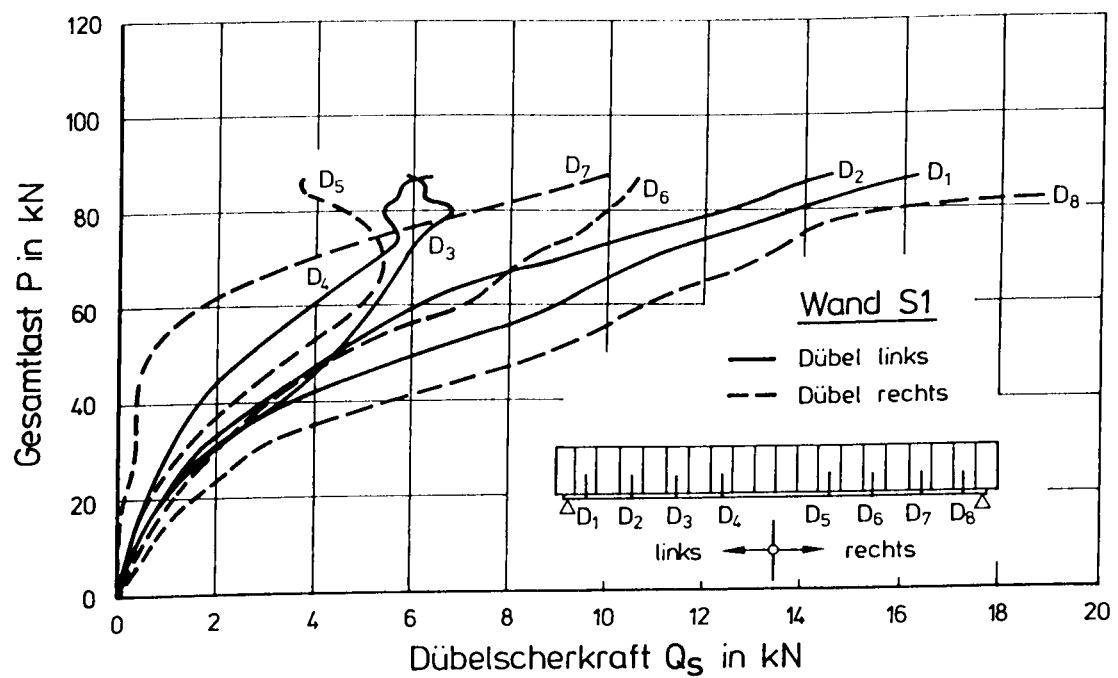
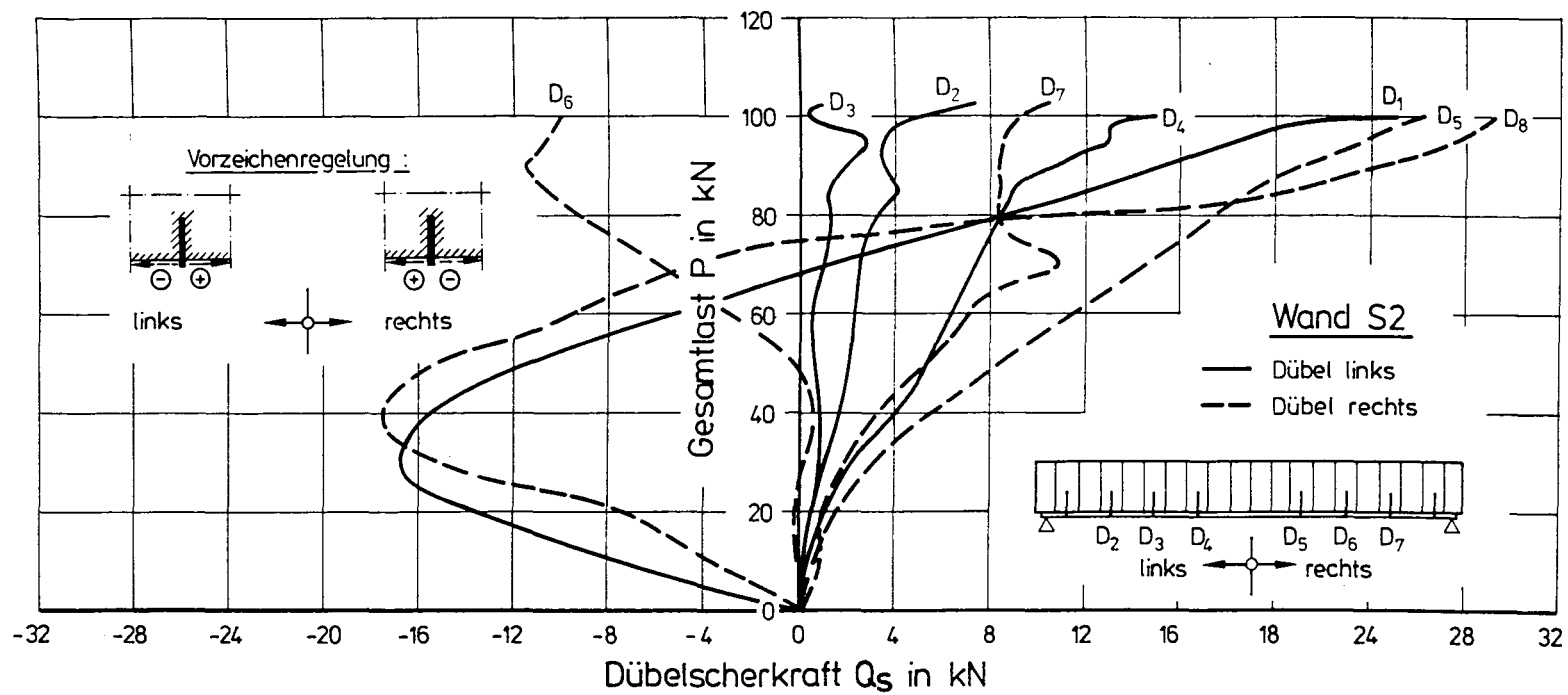


Bild 35: Dübelscherkräfte der Versuchswand S1



**Bild 36:**      Dübelscherkräfte der Versuchswand S2

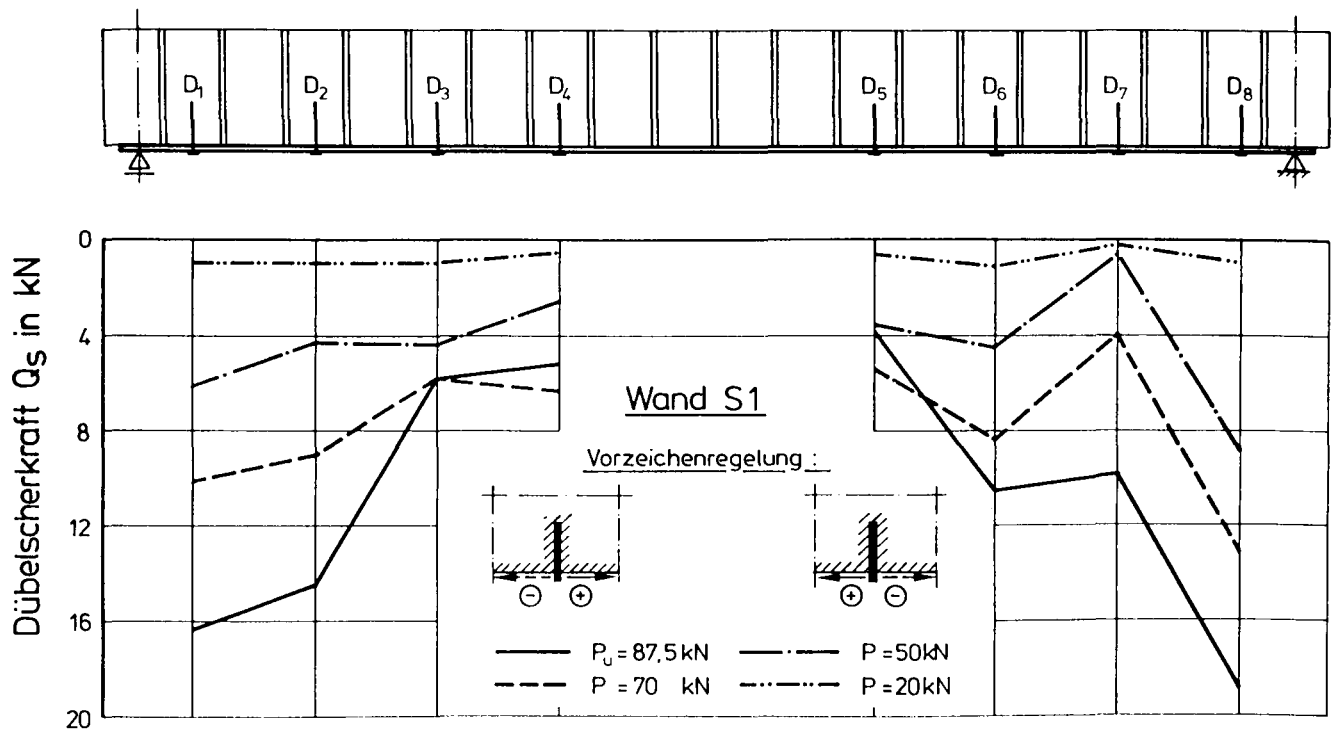


Bild 37: Verteilung der Dübelscherkräfte in der Versuchswand S1

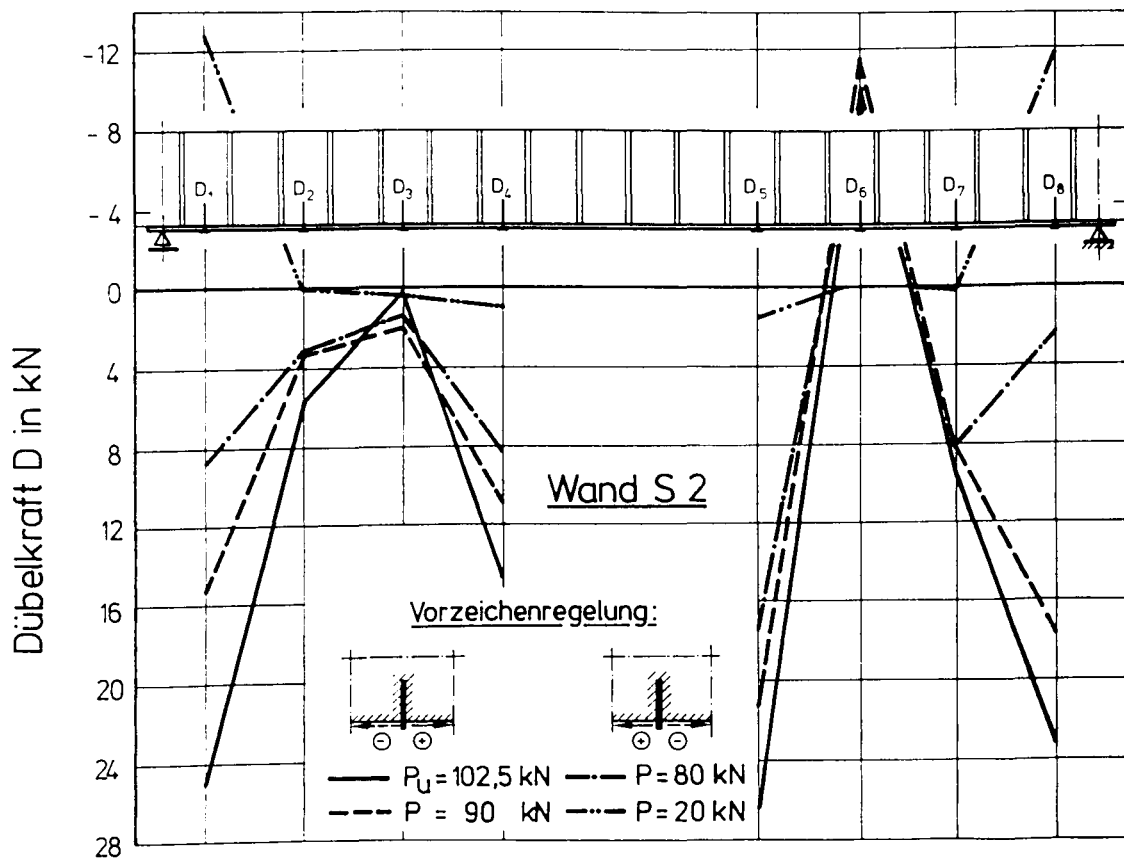
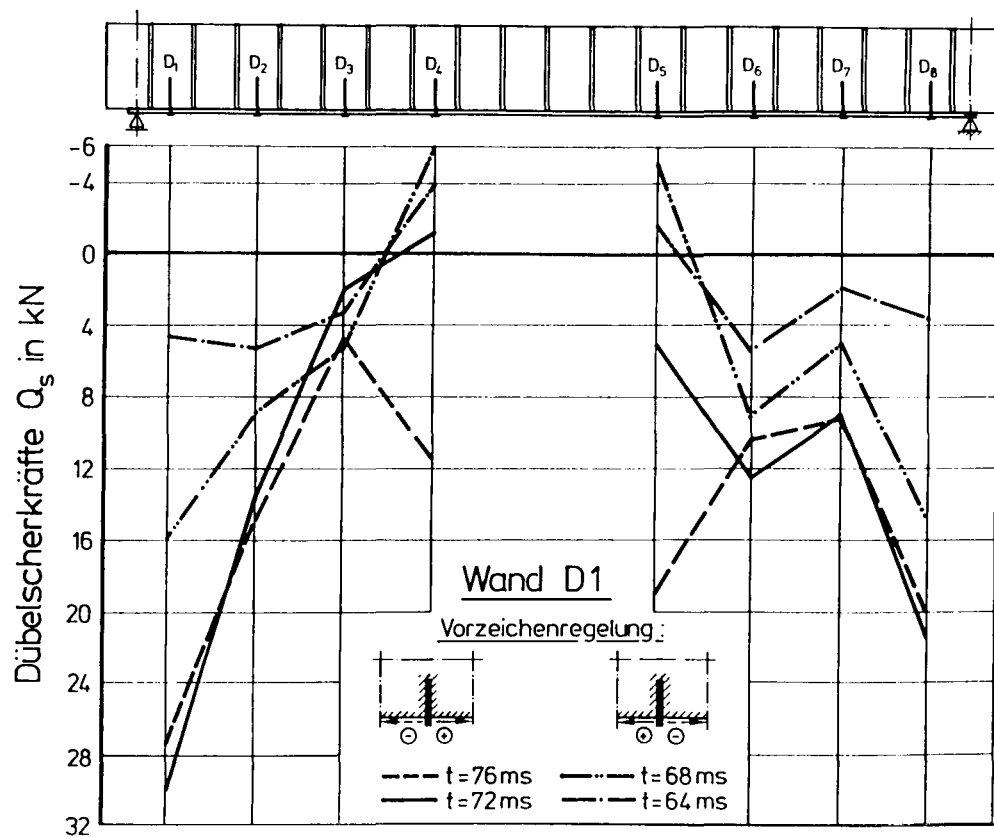
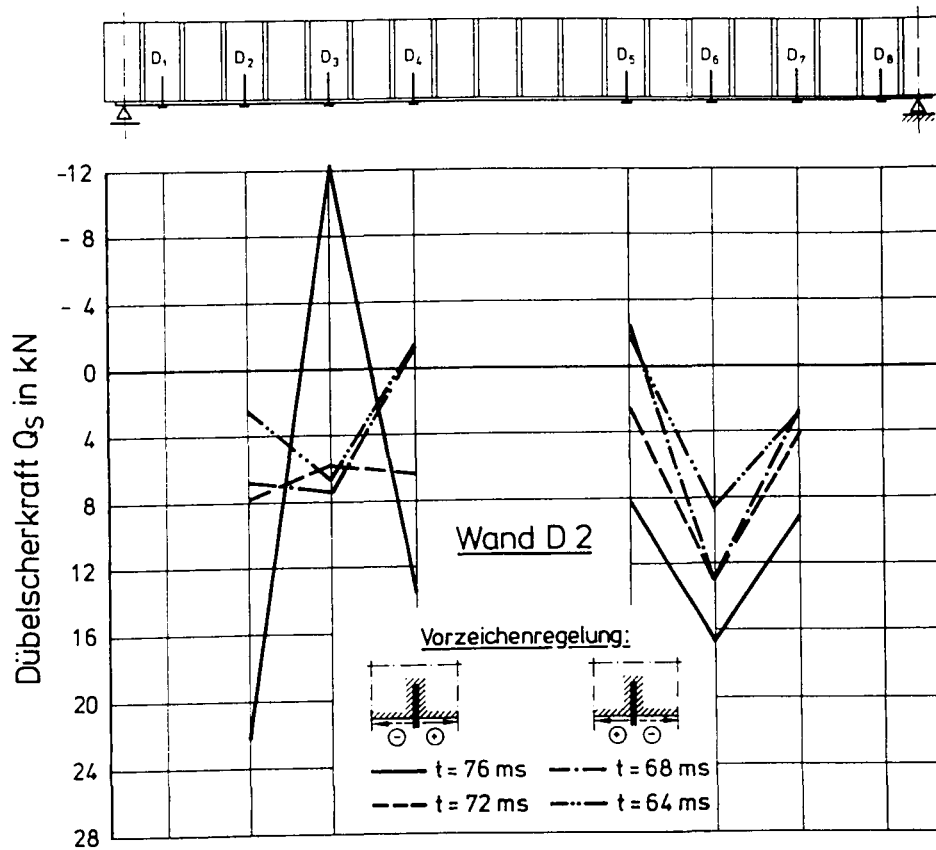


Bild 38: Verteilung der Dübelscherkräfte in der Versuchswand S2



**Bild 39:** Verteilung der Dübelscherkräfte in der Versuchswand D1



**Bild 40:** Verteilung der Dübelscherkräfte in der Versuchswand D2

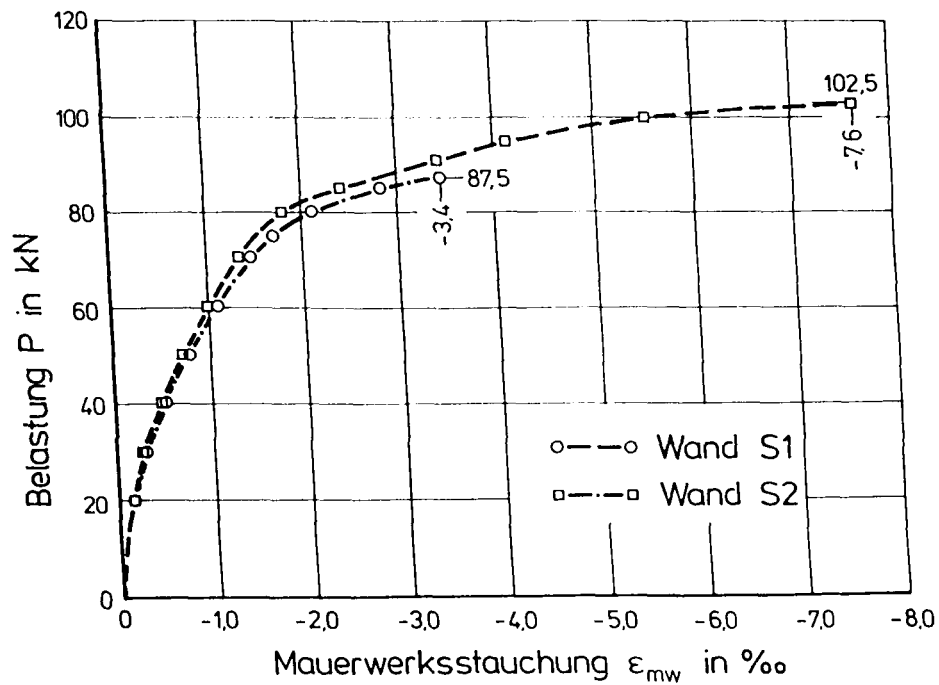


Bild 41: Wände S1 und S2: Mauerwerksstauchungen in Prüfkörpermitte

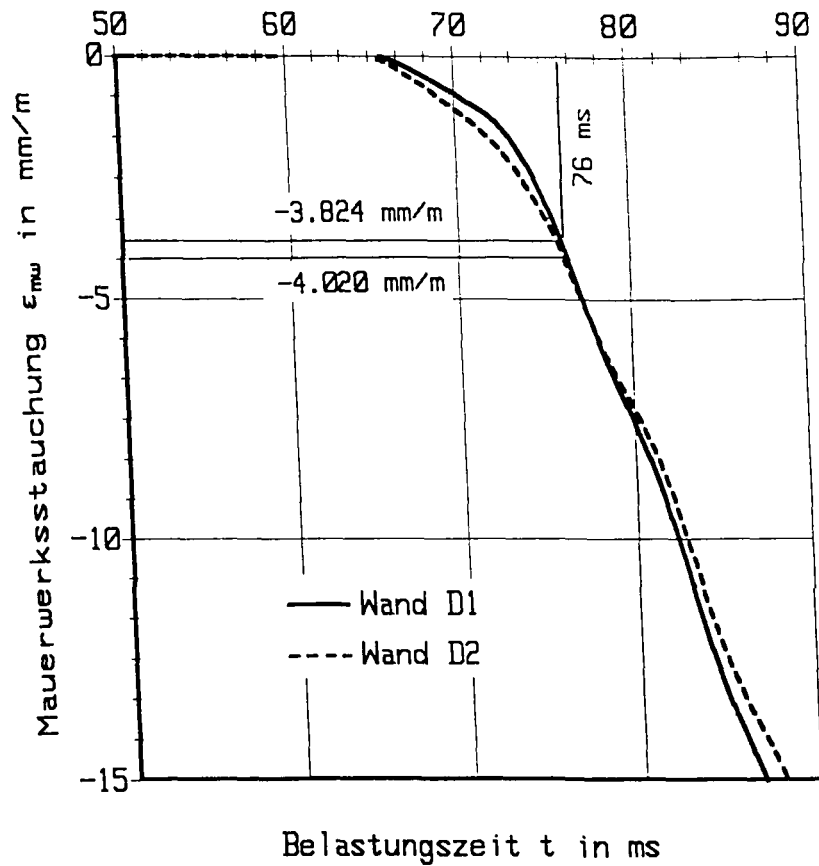


Bild 42: Wände D1 und D2: Zeitabhängige Mauerwerksstauchungen in Wandmitte



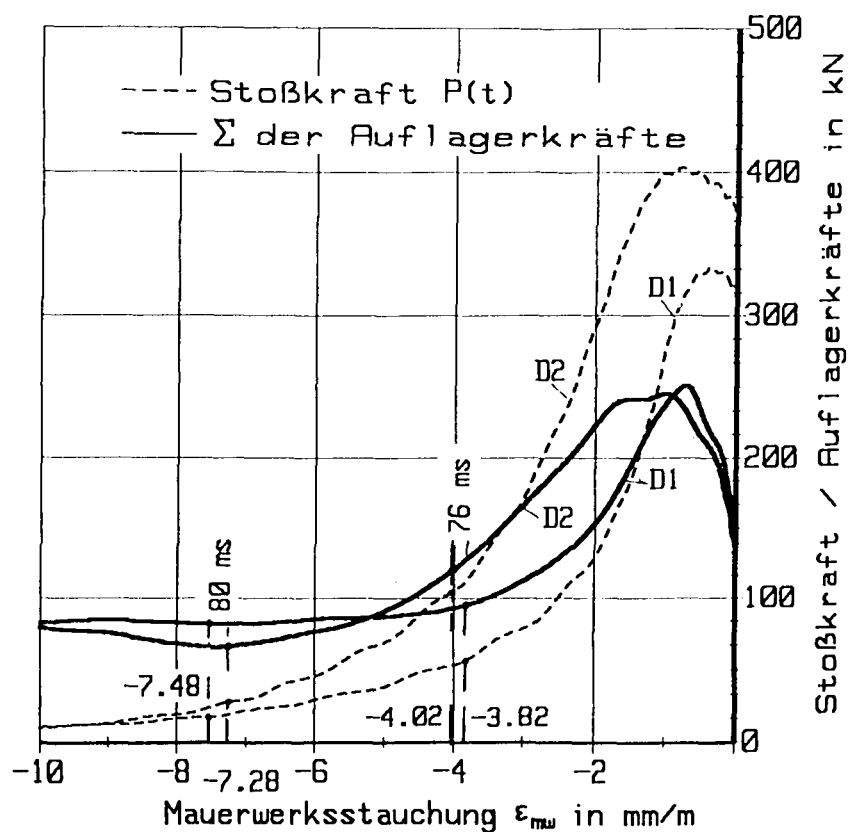


Bild 43: Wände D1 und D2: Beziehung zwischen Mauerwerksstauchungen und Belastung

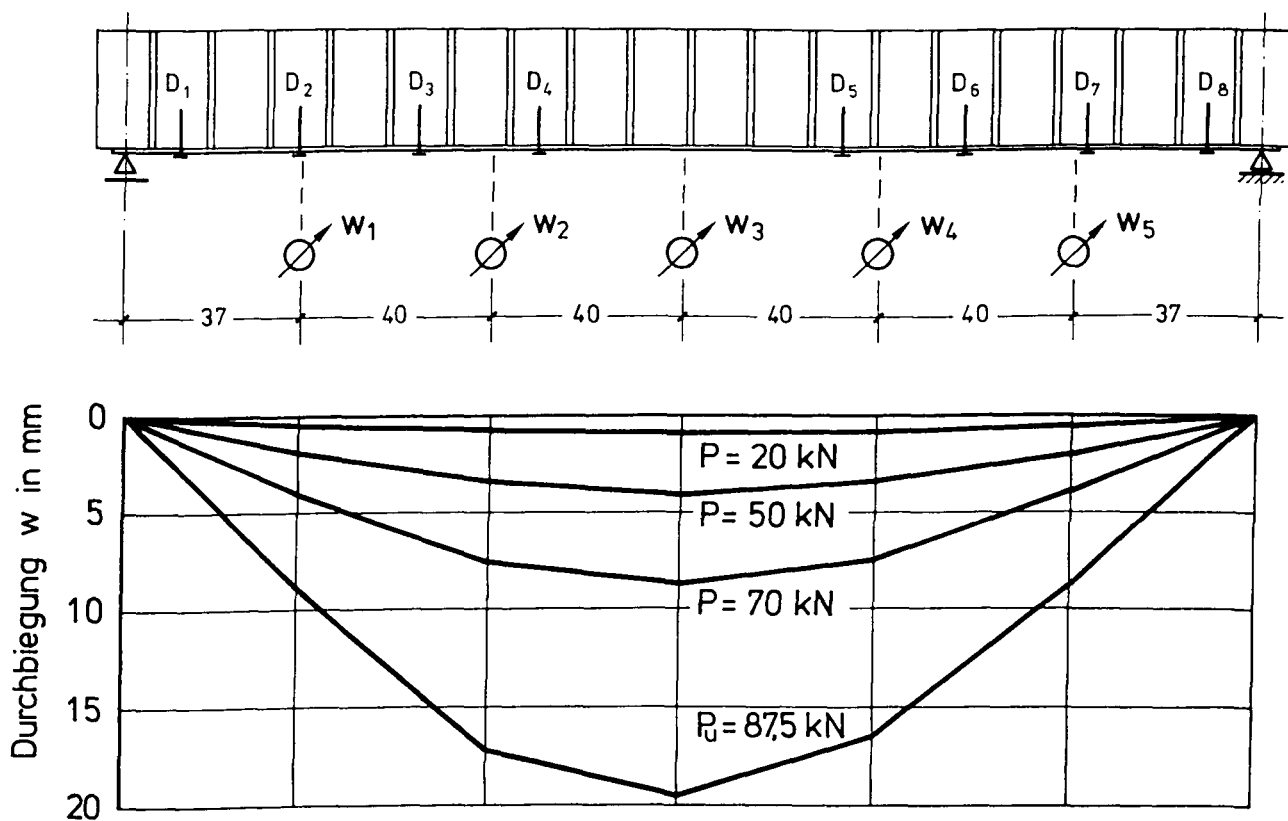


Bild 44: Biegelinie der Versuchswand S1

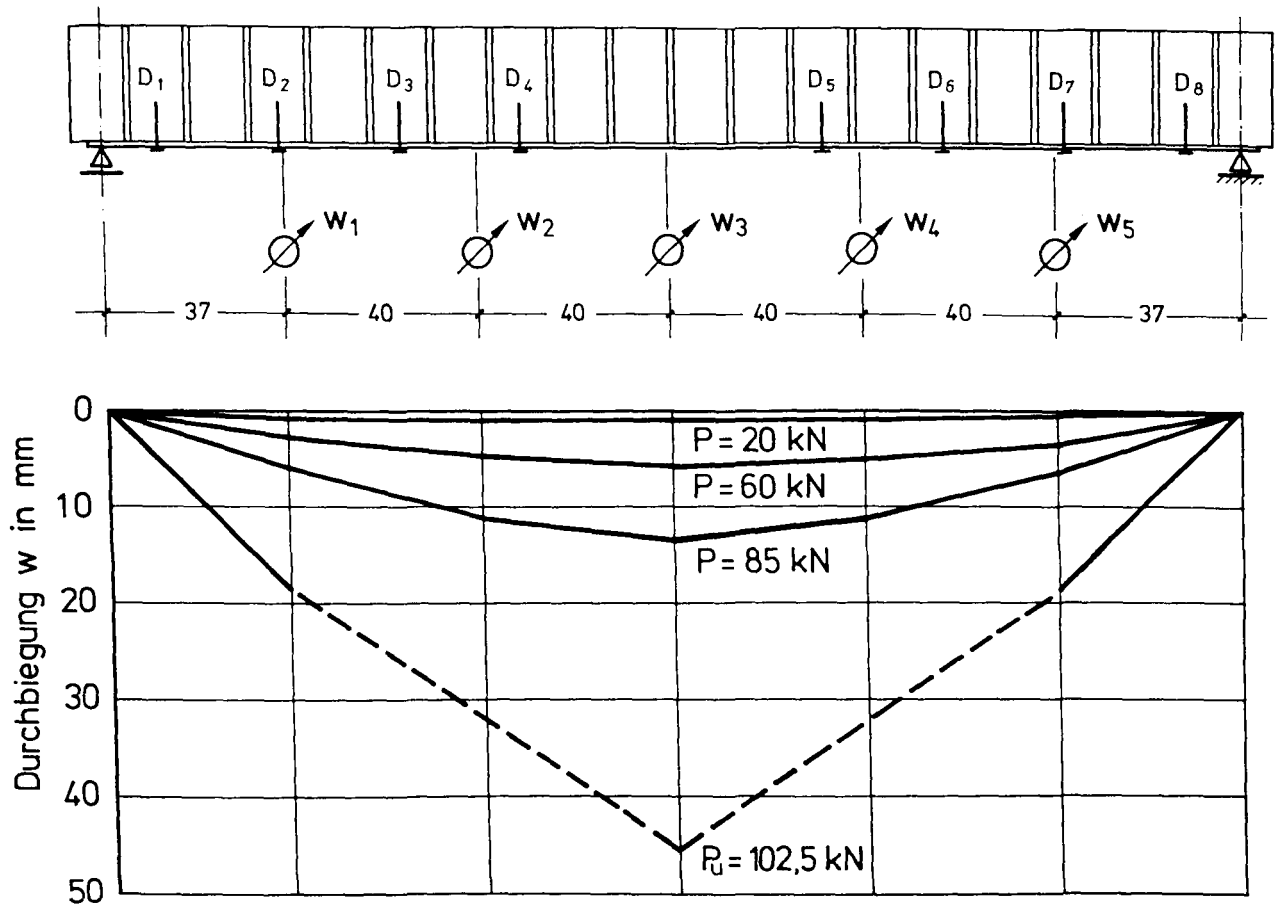


Bild 45: Biegelinie der Versuchswand S2

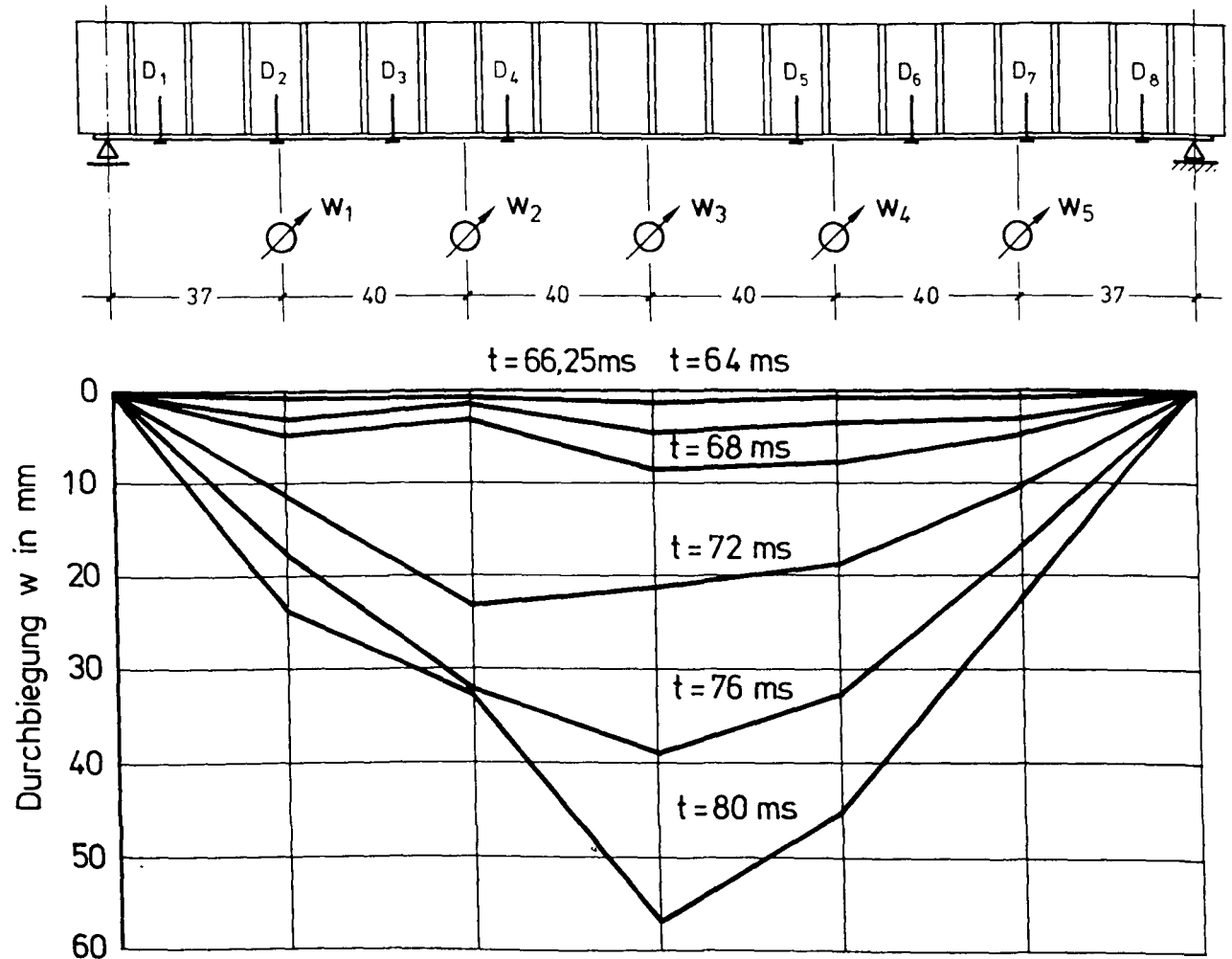


Bild 46: Biegelinie der Versuchswand D1

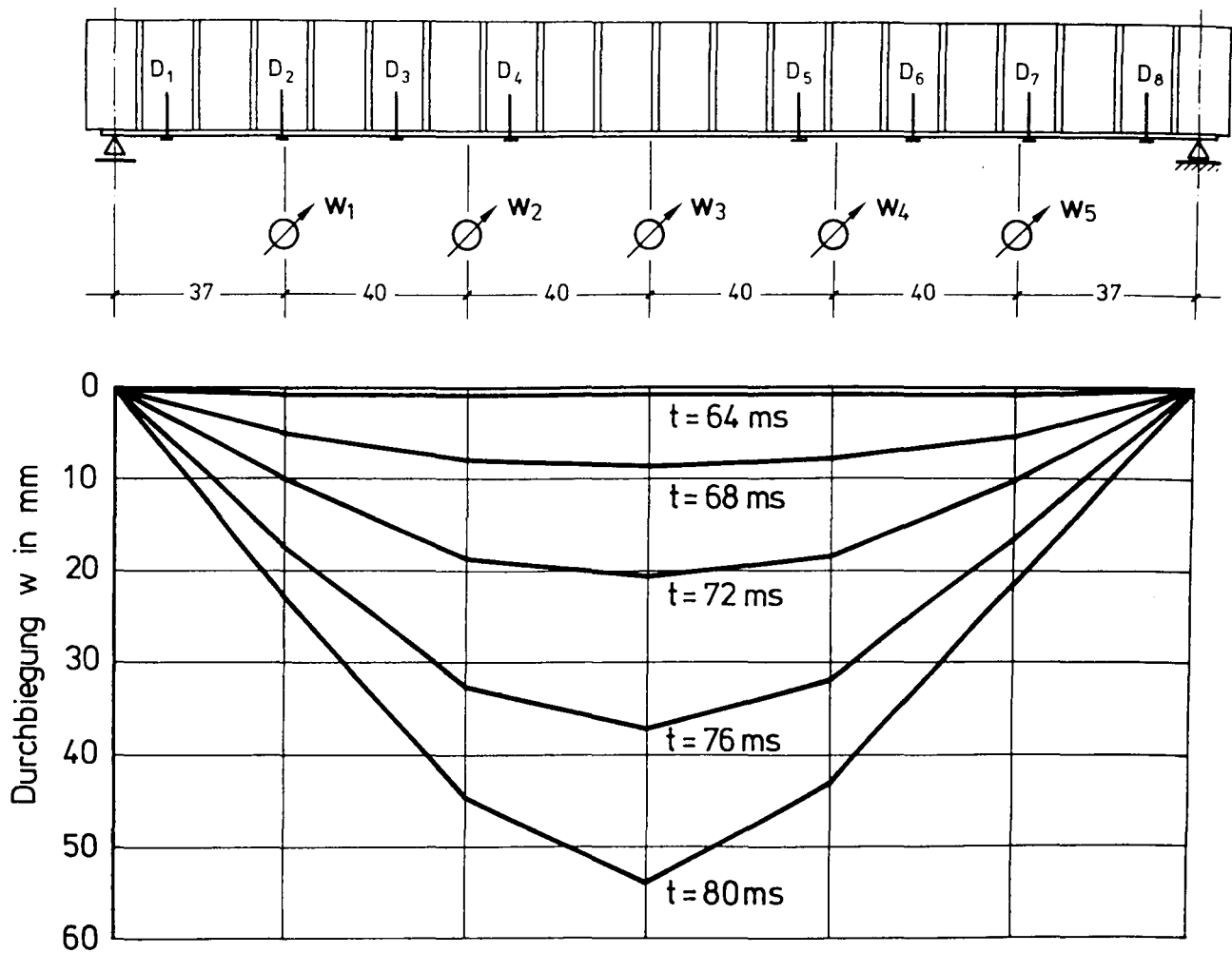


Bild 47: Biegelinie der Versuchswand D2

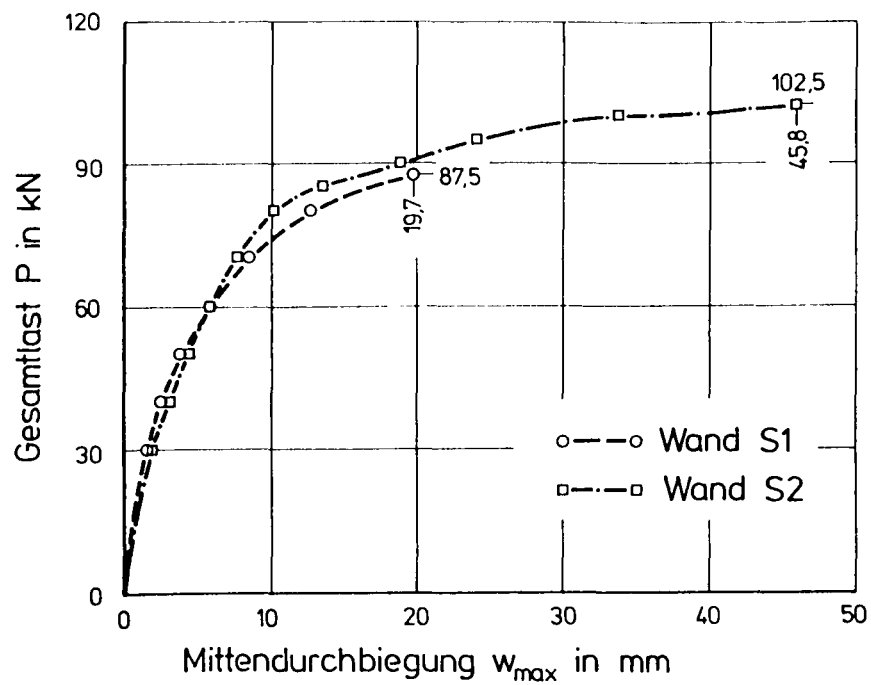


Bild 48: Last-Durchbiegungslinie der Versuchswände S1 und S2

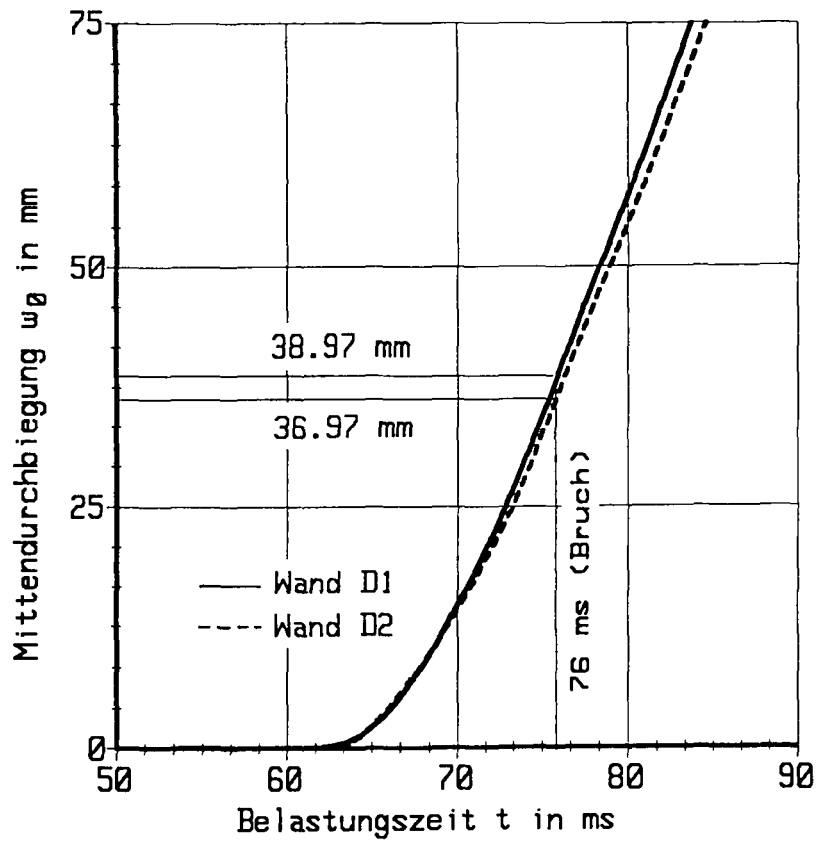


Bild 49: Wände D1 und D2: Zeitabhängige Mittendurchbiegungen

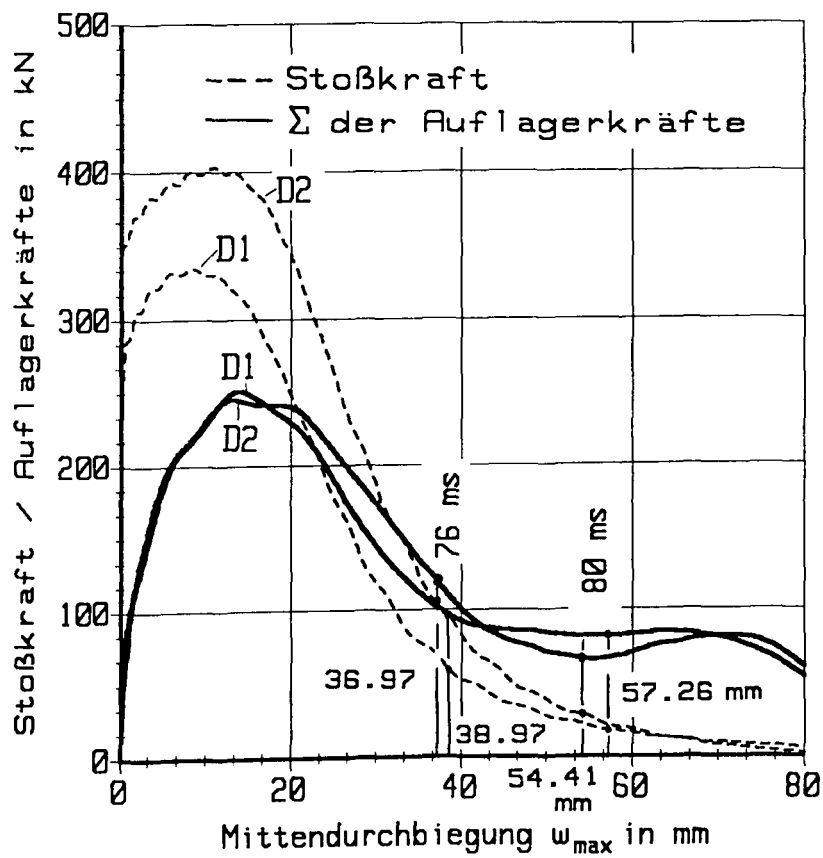


Bild 50: Wände D1 und D2: Belastungsabhängige Mittendurchbiegung

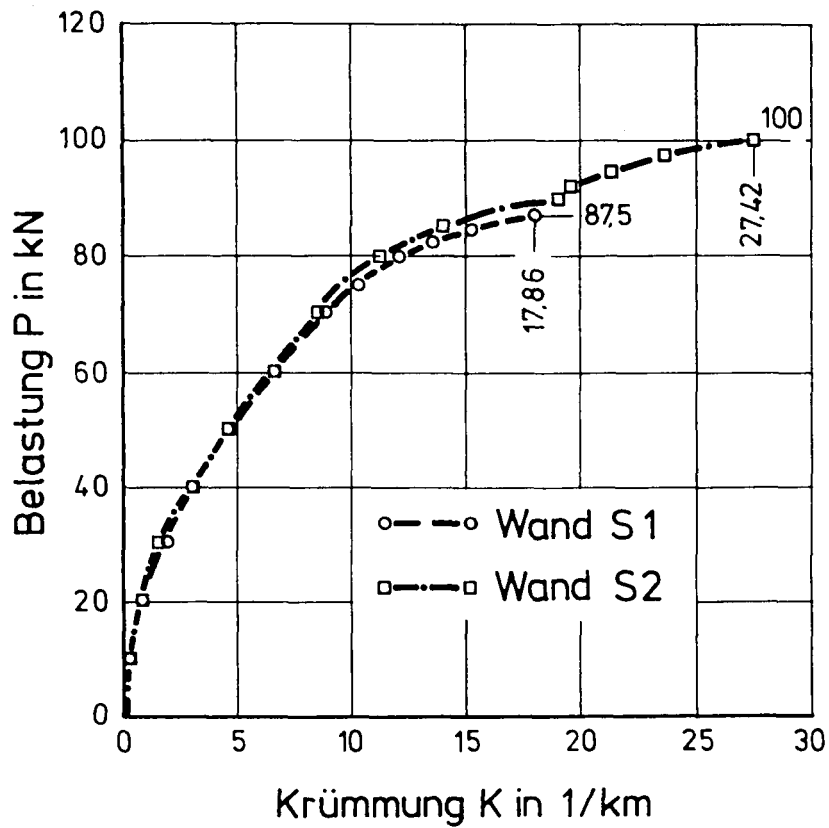


Bild 51: Wände S1 und S2: Belastungs-Krümmungsbeziehung

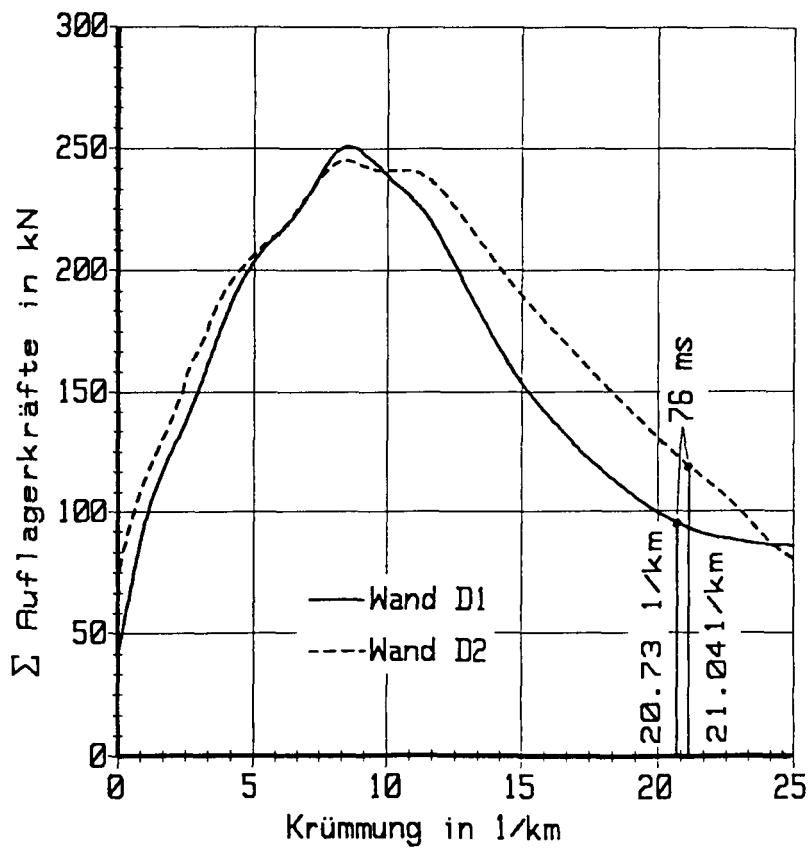


Bild 52: Wände D1 und D2: Beziehung zwischen Bauteilkrümmung und Summe der Auflagerkräfte

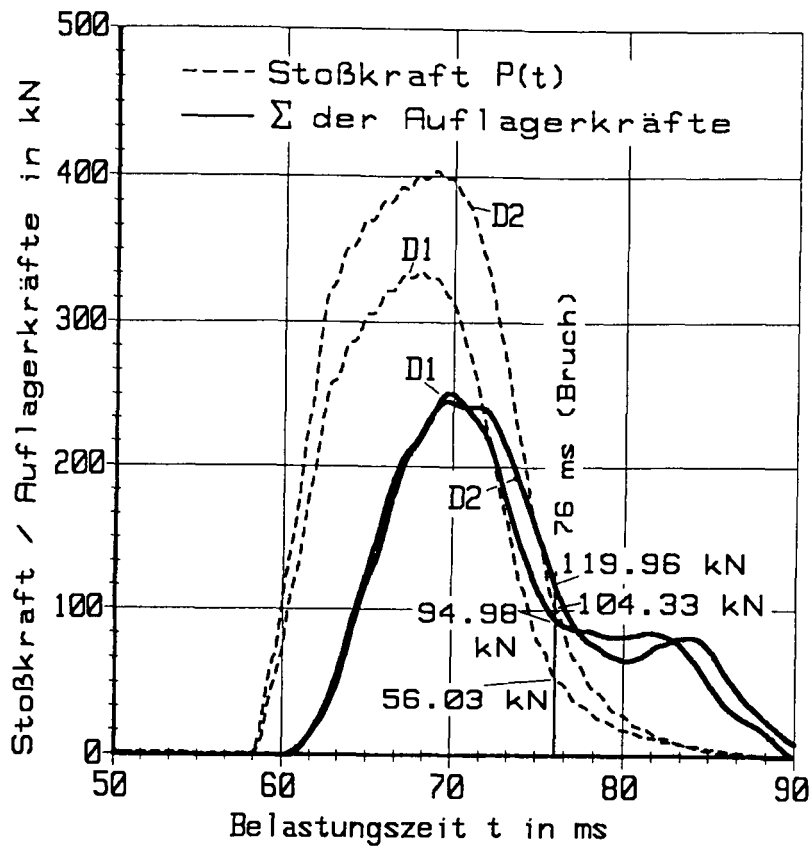


Bild 53: Wände D1 und D2: Beziehung zwischen Stoßkraft bzw. Summe der Auflagerkräfte und Belastungszeit

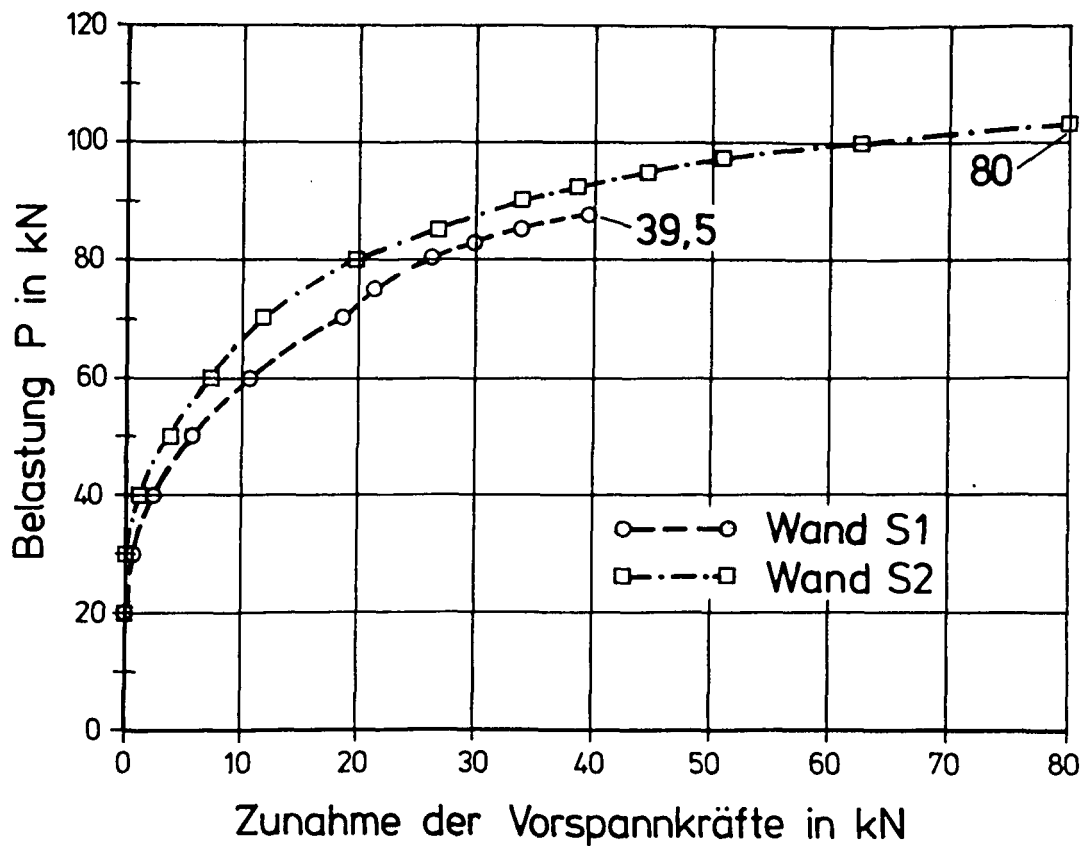


Bild 54: Wände S1 und S2: Belastungsabhängige Zunahme der Vorspannkraft

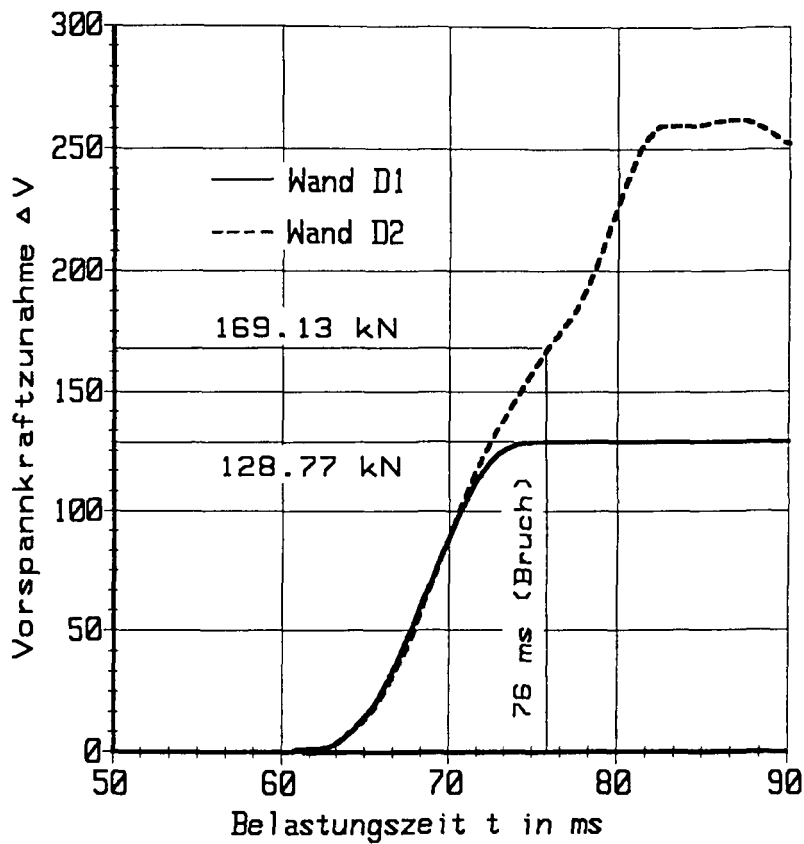


Bild 55: Wände D1 und D2: Zeitabhängige Zunahme der Vorspannkraft

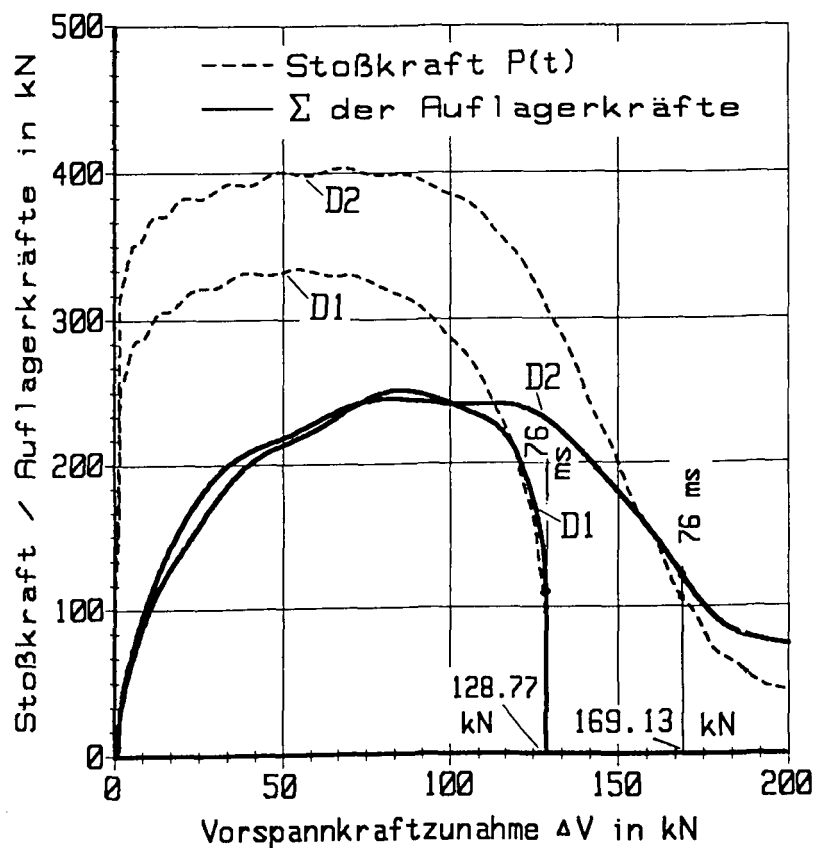


Bild 56: Wände D1 und D2: Beziehung zwischen Spannkraftzunahme und äußerer Belastung

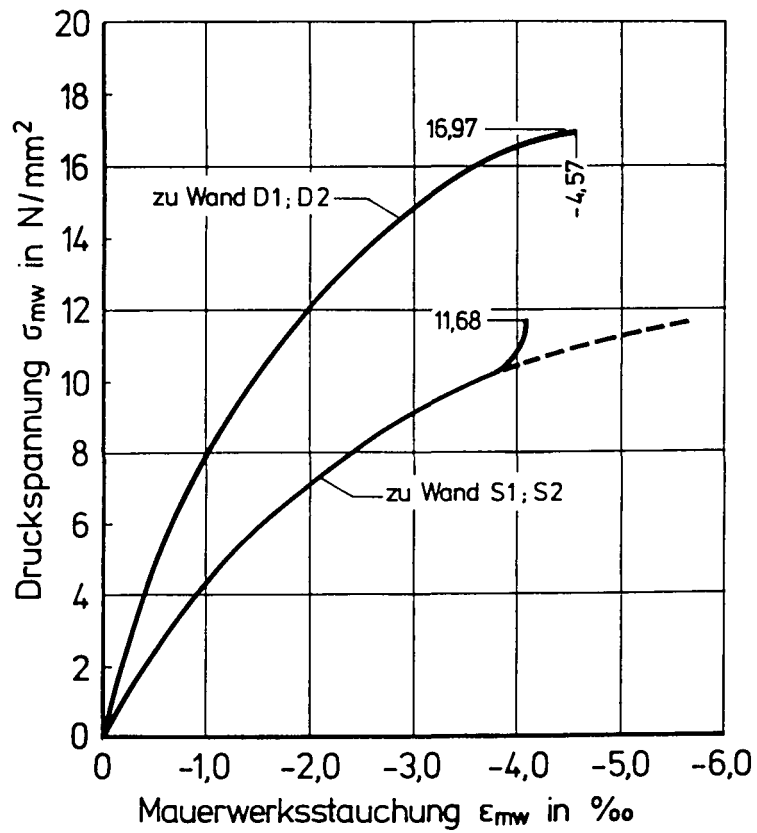


Bild 57: Spannungs-Dehnungslinien des Mauerwerks der Prüfwände